

3100000011851

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG PARKIR RUMAH SAKIT HUSADA UTAMA DENGAN DAKTILITAS PENUH



PERPUSTAKAAN	
Tgl. Terima	6-7-2000
No. Agenda	21-680

RSS
690 551
Pra
P-1
1999

Oleh :

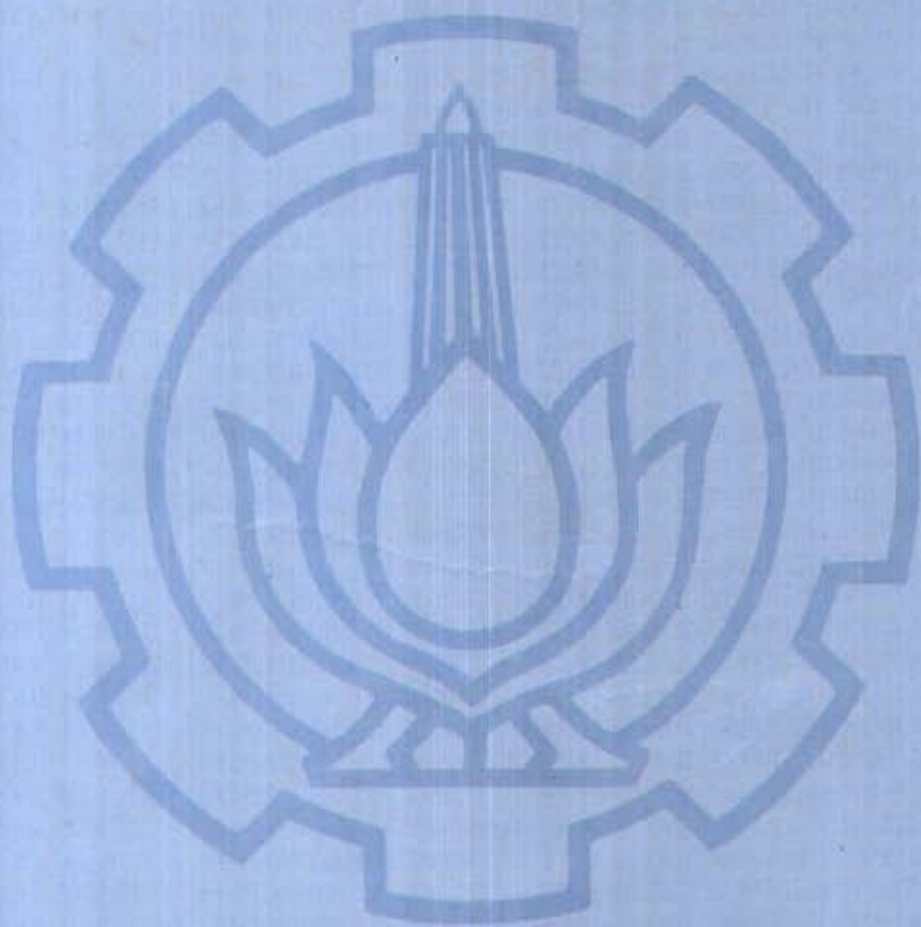
ANDI PRASETYO

NRP. 3190.100.058

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

1999





KATA PENGANTAR

KATA PENGANTAR

Segala puji bagi Allah SWT, yang telah memberikan kemudahan bagi Penulis dalam menyusun laporan tugas akhir ini.

Penyederhanaan pada beberapa bagian laporan Tugas Akhir ini telah dilakukan untuk mempermudah perhitungan karena keterbatasan waktu dan pengetahuan yang dimiliki oleh Penulis. Saran dan kritik sangat Penulis harapkan sebagai usaha memperbaiki kekurangan yang ada pada laporan Tugas Akhir ini.

Selanjutnya Penulis ingin menyampaikan terima kasih kepada beberapa orang, baik yang telah membantu dalam penyusunan laporan Tugas Akhir ini ataupun berperan dalam memberikan bimbingan sehingga penulis akhirnya dapat menyelesaikan kuliah, diantaranya :

- ♦ Dr. Ir. IGP. Raka, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, FTSP - ITS.
- ♦ Ir. Marwan Ibrahim , selaku dosen pembimbing dalam penyusunan laporan Tugas Akhir ini.
- ♦ Dr. Ir. Triwulan DEA, selaku dosen wali selama kuliah di ITS.
- ♦ Segenap dosen dan staf pengajar di Jurusan Teknik Sipil FTSP - ITS
- ♦ Rekan-rekan Penulis , antara lain : Supani (S-35), Agung B, Iwan, Andhi beserta keluarga, Heru, Budi Suswanto serta Budi Hariyanto.

Khusus untuk saudara-saudara dan terutama kedua Orang Tua Penulis yang terkasih, tiada kata yang dapat terucap sebagai ungkapan terima kasih atas segala pengorbanan bagi Penulis selama ini selain do'a semoga Allah SWT senantiasa menganugerahkan kesehatan dan kebahagiaan bagi saudara-saudara dan kedua Orang Tua Penulis.

Surabaya, 18 Februari 1999

Penyusun



DAFTAR ISI

DAFTAR ISI

Daftar isi	i
Abstrak	ii
Bab 1 Pendahuluan	I - 1
1.1 Latar belakang	I - 2
1.2 Maksud dan tujuan	I - 2
1.3 Lingkup perencanaan	I - 2
Bab 2 Dasar - dasar perencanaan	II - 1
2.1 Data perencanaan	II - 1
2.2 Penyederhanaan struktur	II - 3
2.3 Peraturan yang dipakai	II - 3
2.4 Pembebanan	II - 4
2.5 Analisa struktur dan metode perencanaan	II - 5
2.6 Perencanaan terhadap gempa	II - 6
2.7 Langkah perencanaan struktur dengan daktilitas penuh	II - 11
Bab 3 Perencanaan pelat	III - 1
3.1 Data perencanaan pelat	III - 1
3.2 Perencanaan tebal pelat	III - 2
3.3 Pemodelan pelat	III - 5
3.4 Perhitungan beban pada pelat	III - 10
3.5 Perhitungan penulangan pelat	III - 12
3.6 Kontrol pelat	
3.6.1 Kontrol retak	III - 17
3.6.2 Kontrol Spasi maksimum	III - 18
3.6.3 Kontrol lendutan	III - 19
Bab 4 Perencanaan struktur sekunder	IV - 1
4.1 Analisa dan perencanaan tangga	IV - 1
4.1.1 Desai awal struktur tangga	IV - 2
4.1.2 Pembebanan pada tangga	IV - 3
4.1.3 Perhitungan gaya dalam tangga	IV - 5
4.1.4 Perhitungan penulangan tangga	IV - 5
4.2 Perencanaan balok anak	IV - 9
4.2.1 Pembebanan pada balok anak	IV - 9
4.2.1.1 Tipe pembebanan pada balok anak	IV - 9
4.2.1.2 Perhitungan beban	IV - 10
4.2.1.3 Analisa gaya-gaya dalam balok anak	IV - 12
4.2.2 Perhitungan penulangan balok anak	IV - 13

4.2.2.1	Penulangan lentur balok anak	IV - 13
4.2.2.2	Penulangan geser dan torsi	IV - 21
4.2.3	Kontrol lendutan	IV - 32
4.2.4	Kontrol terhadap retak	IV - 33
4.2.5	Perhitungan panjang penyaluran	IV - 34
Bab 5	Analisa struktur utama	V - 1
5.1	Data satuan dan material	V - 2
5.2	Pembebanan struktur utama	V - 2
5.3	Pemodelan struktur	V - 3
5.4	Input data Sap 90	V - 4
Bab 6	Perhitungan struktur utama	VI - 1
6.1	Perhitungan penulangan balok utama	VI - 2
6.1.1	Perhitungan lentur balok	VI - 2
6.1.2	Perhitungan geser dan torsi balok	VI - 6
6.2	Komponen struktur kolom	VI - 18
6.2.1	Perencanaan terhadap beban lentur dan aksial	VI - 18
6.2.2	Perencanaan terhadap beban geser	VI - 27
6.3	Desain beam column joint	VI - 37
6.3.1	Penulangan geser horisontal	VI - 43
6.3.2	Penulangan geser vertikal	VI - 44
Bab 7	Perencanaan pondasi	VII - 1
7.1	Data tanah	VII - 1
7.2	Perencanaan jumlah tiang pancang	VII - 2
7.2.1	Daya dukung tiang	VII - 2
7.2.2	Daya dukung tiang pancang yang berdiri sendiri	VII - 2
7.2.3	Daya dukung tiang dalam kelompok	VII - 4
7.2.4	Beban maksimal pada tiang akibat momen dan gaya aksial	VII - 4
7.3	Pengaruh gaya lateral	VII - 8
7.4	Perencanaan poer	VII - 11
7.4.1	Kontrol geser pada poer	VII - 11
7.4.2	Penulangan lentur pada poer	VII - 12
7.4.3	Perhitungan geser pada penampang kritis	VII - 14
7.5	Perencanaan sloof	VII - 15
7.5.1	Dimensi sloof	VII - 15
7.5.2	Penulangan lentur sloof	VII - 16
7.5.3	Penulangan geser dan torsi	VII - 18
7.5.4	Penulangan pada sloof yang mengalami gaya tarik dan momen	VII - 19

Lampiran



ABSTRAK

ABSTRAK

**PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG PARKIR
RUMAH SAKIT HUSADA UTAMA
DENGAN DAKTILITAS PENUH**

Disusun oleh :

ANDI PRASETYO

3190.100.058

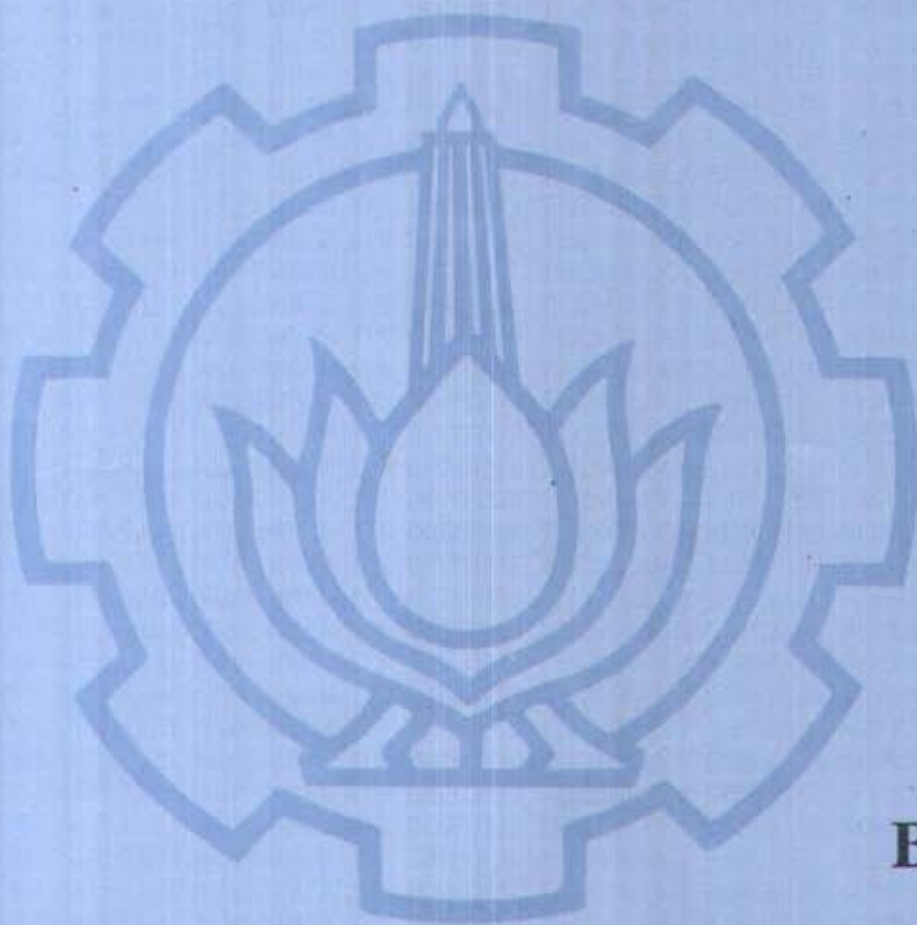
Dosen Pembimbing

Ir. MARWAN IBRAHIM

Gedung parkir RS. HUSADA UTAMA semula sebagai tempat parkir , penginapan dan tempat pertemuan. Untuk menambah daya tampung tempat parkir maka salah satu lantai gedung yang berfungsi sebagai penginapan diubah menjadi tempat parkir.

Tugas Akhir ini merupakan perencanaan ulang gedung parkir di atas setelah adanya perubahan fungsi tersebut. Untuk perencanaan ulang ini , Gedung dimodelkan sebagai struktur open frame dengan beton bertulang daktilitas penuh agar mampu menahan beban yang bekerja sesuai dengan syarat-syarat keamanan dan peraturan yang berlaku.

Perencanaan meliputi perencanaan struktur sekunder dan struktur utama , yang terdiri dari : pelat lantai dan atap, tangga , balok anak , balok induk, kolom dan pondasi dari gedung . Selanjutnya hasil perencanaan ditabelkan dan digambar dalam gambar perencanaan.



BAB 1

PENDAHULUAN

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Pembangunan yang terjadi di kota-kota besar di Indonesia termasuk Surabaya, telah mengakibatkan berkurangnya lahan yang tersedia. Akibat semakin berkurangnya lahan tersebut, pemanfaatan secara maksimal lahan yang masih tersisa menjadi semakin penting. Salah satu fasilitas umum yang banyak memerlukan lahan yang luas adalah tempat parkir mobil. Karena itu untuk menghemat pemakaian lahan, beberapa fasilitas untuk masyarakat baik fasilitas tempat tinggal, hiburan, pertokoan, perkantoran maupun kesehatan menggunakan alternatif tempat parkir bertingkat.

Pada tugas akhir ini untuk memaksimalkan lahan parkir yang ada pada Gedung Parkir Rumah Sakit Husada Utama dilakukan modifikasi fungsi dan perencanaan struktur salah satu tempat parkir bertingkat yang dibangun di Surabaya, yaitu yang semula pada lantai 7 digunakan sebagai motel, diganti menjadi tempat parkir. Sedangkan pada atap, yang semula digunakan sebagai tempat olah raga, karena kondisi lingkungan tidak memungkinkan tetap difungsikan sebagai atap.

1.2 MAKSUD DAN TUJUAN PENULISAN

Maksud dan tujuan penulisan ini adalah merencanakan gedung parkir yang cukup kuat dengan tingkat daktilitas penuh atau tingkat daktilitas 3 yang akan membawa konsekuensi pada pendetailan tulangan yang khusus dan perancangan gaya-gaya dengan konsep desain kapasitas yang jauh lebih teliti bila dibandingkan dengan konsep daktilitas terbatas. Dengan konsep perencanaan ini diharapkan struktur akan dapat memberikan respons inelastis terhadap beban siklus gempa kuat yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme sendi plastis pada elemen-elemen yang ditentukan dengan kapasitas disipasi energi yang merata tanpa kerusakan struktur. Dalam hal ini sendi-sendi plastis harus terjadi pada balok, sehingga struktur harus direncanakan dengan prinsip *strong column weak beam* (kolom kuat balok lemah). Selanjutnya perencanaan meliputi :

- ➊ Perencanaan struktur sekunder yang terdiri dari pelat lantai, pelat atap, balok anak dan tangga.
- ➋ Perencanaan struktur utama yang terdiri dari balok induk dan kolom sebagai struktur bagian atas, ditambah dengan pondasi, sloof dan poer sebagai struktur bagian bawah.

1.3 LINGKUP PERENCANAAN

Dalam perencanaan ini ada beberapa batasan yang akan diberikan antara lain ;

1. Modelisasi Struktur

- ♦ Struktur utama dimodelkan sebagai portal terbuka (*open frame*) dengan perletakan jepit pada dasar kolom.
- ♦ Lantai dimodelkan sebagai *rigid floor diafragma*, sehingga gaya lateral yang berasal dari beban gempa dapat disalurkan ke kolom yang selanjutnya diteruskan ke pondasi gedung.

2. Metode Analisa Struktur

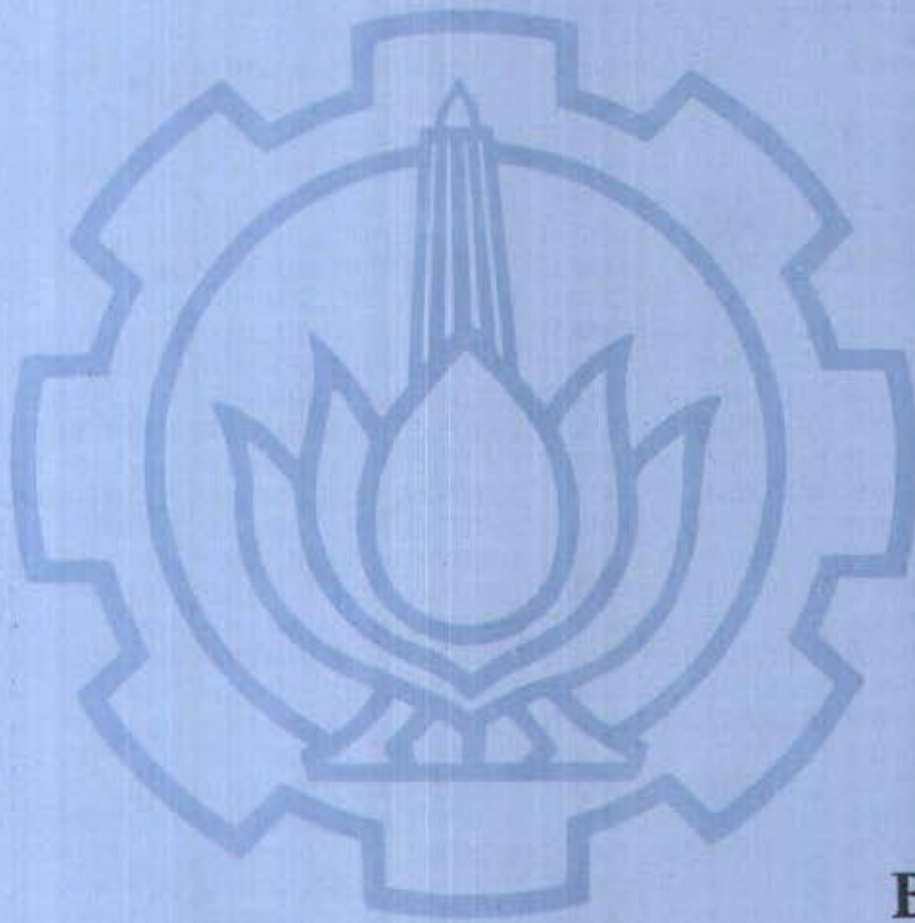
- ♦ Perhitungan struktur sekunder (gaya dalam pelat dan balok anak) menggunakan koefisien momen PBI 71. Sedangkan untuk tangga dianalisa menggunakan program SAP 90.
- ♦ Perhitungan struktur utama menggunakan analisa dinamis tiga dimensi dengan program SAP 90.
- ♦ Peninjauan gempa untuk perencanaan struktur disesuaikan untuk daerah Surabaya yaitu Zone gempa 4 dengan menggunakan tingkat daktilitas penuh

3. Pedoman Perencanaan

Pedoman dalam perencanaan Tugas Akhir ini menggunakan peraturan-peraturan antara lain :

- ♦ Peraturan Beton Indonesia 1971 (PBI '71).
- ♦ Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SKSNI T-15-1991-03).

- ♦ Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 83).
- ♦ Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPTGIUG 83).
- ♦ Peraturan Perencanaan Untuk Struktur Beton Bertulang dan Struktur Tembok Bertulang Untuk Gedung 1983.



BAB 2

DASAR-DASAR PERENCANAAN

BAB 2

DASAR-DASAR PERENCANAAN

2.1. DATA-DATA PERENCANAAN

2.1.1. Data Umum Perencanaan

Desain gedung pada tugas akhir ini adalah bangunan berlantai 11 dengan struktur atas terdiri dari beton bertulang dengan unsur-unsur struktur : pelat atap dan lantai, balok anak, tangga dan portal yang terdiri dari balok induk dan kolom. Sedangkan struktur bawah terdiri dari tie beam, pile cap(poer), dan tiang pancang.

Untuk menganalisa struktur terhadap gempa, dilakukan analisa sesuai dengan Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia untuk Gedung tahun 1983 (PPTGIUG'83), juga dengan menganggap lantai mempunyai perilaku seperti diafragma, yaitu mempunyai kekakuan dalam arah lateral, sehingga seluruh portal akan mengalami perpindahan lantai yang sama besarnya untuk portal tiap-tiap lantai.

Pada setiap perencanaan struktur, data yang harus didapatkan untuk perencanaan awal yaitu data bangunan dan data tanah.

2.1.2. Data Teknis Bangunan

Data bangunan yang akan didesain dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

Nama gedung	: Gedung Parkir Rumah Sakit Husada Utama
Lokasi	: Jl. Prof. Dr. Moestopo, Surabaya
Jumlah lantai	: 11 lantai
Fungsi gedung	: Gedung Parkir
Tinggi gedung	: 36,6 m
Struktur	: beton bertulang
Pondasi	: tiang pancang
Zone gempa	: 4 (empat)
Daktilitas	: tingkat 3 (daktilitas penuh)

2.1.3. Data Tanah

Data tanah diperoleh dari hasil penyelidikan tanah oleh Testana Engeneering, dengan menggunakan test sondir dan boring. Dari hasil penyelidikan tanah didapatkan keterangan bahwa gedung parkir ini terletak pada lokasi tanah lempung kepasiran yang cukup lunak. Adapun data tanah selengkapnya terlampir.

2.2. PERATURAN-PERATURAN YANG DIPAKAI

Didalam penyusunan tugas akhir ini, kami memakai pedoman dari beberapa peraturan yang ada antara lain meliputi :

1. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung tahun 1983.
2. Pedoman Beton 1989 (PB'89)
3. Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung tahun 1983 (PPTGIUG' 83).
4. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SKSNI T - 15 - 1991 - 03).
5. Pedoman Perencanaan untuk Struktur Beton Bertulang dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung 1983.
6. Peraturan Beton Indonesia 1971 (PBI'71)

2.3. MUTU BAHAN YANG DIPAKAI

Adapun mutu bahan yang dipakai adalah sebagai berikut :

a. Mutu beton

Untuk perencanaan pelat, tangga, balok, kolom, sloof, poer digunakan mutu beton K300, dari PB'89 pasal 4.1.2.1 diperoleh rumus untuk mencari f_c' :

$$f_c' = [0,76 + 0,2 \log (f_{ck}/15)] f_{ck}$$

dimana $f_{ck} = 30$ MPa.

$$f_c' = [0,76 + 0,2 \log (30/15)] 30 = 24,61 \text{ MPa.}$$

b. Mutu baja

Untuk mutu baja tulangan U 32, $f_y = 320$ MPa

2.4. PEMBEBANAN

2.4.1. Beban Grafitasi

a. Beban mati (PPI'83 pasal 2.1)

Mencakup semua beban yang disebabkan oleh berat sendiri dari gedung yang bersifat tetap dan merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung.

Penentuan besar beban mati diambil sesuai dengan tabel 2.1 PPI'83.

b. Beban hidup (PPI'83 pasal 3.1 & 3.2)

Mencakup beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung, termasuk beban-beban lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat bergerak. Penentuan besar beban hidup diambil sesuai dengan tabel 3.1 PPI'83.

Adapun beban hidup pada perencanaan gedung ini adalah :

lantai parkir bawah = 800 kg/m

lantai parkir atas = 400 kg/m

lantai ruang pertemuan = 400 kg/m

lantai atap = 100 kg/m

tangga dan bordes = 300 kg/m

Sesuai PPPURG '87 pasal 2.1.2.5 ayat 2, maka beban hidup perlu direduksi sebesar :

untuk perencanaan balok induk dan portal = 0,9

untuk peninjauan gempa = 0,5

c. Beban Angin (PPI'83 Bab IV)

Untuk struktur bangunan ini, beban angin tidak terlalu menentukan dibandingkan dengan beban gempa.

d. Beban Gempa

Mencakup semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang meniru pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Dengan menganalisa gedung secara tiga dimensi menggunakan metode *Respons Spektrum Analysis*, dimana gedung dikenakan spektrum percepatan gempa rencana yang dihitung menurut diagram koefisien gempa dasar C untuk zone gempa 4.

2.5. KOMBINASI PEMBEBANAN

Sesuai SKSNI T-15-1991-03, agar struktur memenuhi syarat laik pakai terhadap bermacam kombinasi pembebanan yang mungkin terjadi pada gedung, maka harus dipenuhi ketentuan dari faktor pembebanan sebagai berikut :

$$U = 1,2 D + 1,6 L$$

$$U = 1,05 (D + L_R + E)$$

$$U = 0,9 (D + E)$$

2.6. METODE ANALISA DAN PERHITUNGAN

Untuk analisa struktur pada gedung ini ada beberapa cara yang digunakan, antara lain :

- 1. Pada perhitungan gaya-gaya dalam pelat lantai atap yang berbentuk persegi digunakan koefisien momen dari PBI 1971 pasal 13.3 dan tabel 13.3.2. Untuk mendapatkan gaya-gaya dalam dari balok anak dan unsur sekunder digunakan bantuan paket program SAP'90, sedangkan untuk penulungannya berdasarkan SK SNI T15-1991-03.
- 2. Struktur utama dimodelkan sebagai struktur open frame tiga dimensi. Karena kekakuan dalam arah bidang dari kebanyakan lantai beton cukup tinggi, maka beton dimodelkan sebagai rigid floor diaphragma.
- 3. Struktur tangga dihitung sebagai pelat dengan perletakan jepit-jepit.

2.7. PERENCANAAN TERHADAP GEMPA

2.7.1. Pengertian Daktilitas

Sesuai dengan filosofi perencanaan bangunan tahan gempa di Indonesia menurut PPTGIUG-83 bahwa perencanaan dari suatu struktur gedung pada daerah gempa haruslah menjamin struktur bangunan tersebut agar tidak rusak/runtuh oleh gempa kecil atau sedang, tetapi oleh gempa yang kuat struktur utama boleh rusak tapi tidak boleh terjadi suatu keruntuhan getas gedung.

Hal ini dapat tercapai jika struktur gedung tersebut mampu melakukan perubahan bentuk secara daktil, dengan cara memencarkan energi gempa serta membatasi gaya gempa yang bekerja padanya.

Melelehnya elemen-elemen struktur akibat gempa kuat, ditandai dengan terbentuknya sejumlah sendi plastis. Jadi sesungguhnya pada fase ini

perilaku struktur tidak lagi linier. Suatu ukuran bagi kemampuan struktur untuk menyimpan dan memencarkan energi adalah perbandingan antara simpangan maksimum (Δu) dan simpangan pada saat leleh awal (Δy) yang disebut sebagai **faktor daktilitas (μ)**.

$$\mu = \Delta u / \Delta y$$

dimana :

Δu = defleksi maksimum lateral pada daerah elastoplastis.

Δy = defleksi lateral saat leleh pertama terjadi.

2.7.2. Tingkatan Daktilitas

Dalam ketentuan yang diterapkan SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.14.1, tingkatan daktilitas suatu struktur beton dibagi dalam tiga kelas, yaitu :

1. Tingkat Daktilitas 1

Struktur beton diproporsikan sedemikian rupa sehingga ketentuan tambahan atas penyelesaian detail struktur sangat sedikit. Pada tingkat daktilitas ini, struktur sepenuhnya elastis ($\mu = 1$). Beban rancang lateral dasar harus diperhitungkan dengan faktor type struktur, $K = 4$.

2. Tingkat Daktilitas 2 (Daktilitas Terbatas).

Struktur beton diproporsikan berdasarkan suatu penyelesaian detail struktur yang khusus yang memungkinkan struktur memberi respons inelastis terhadap beban siklis gempa yang bekerja tanpa mengalami keruntuhan getas ($\mu = 2$). Beban rancang lateral dasar harus

dikalikan dengan faktor type struktur, $K_{mm} = 2$. Perencanaan dengan daktilitas 2 ini disebut juga sebagai perencanaan dengan daktilitas terbatas (*limited Ductility*).

3. Tingkat Daktilitas 3 (Daktilitas Penuh).

Beban rancang lateral dasar harus dikalikan dengan faktor type struktur, $K_{mm} = 1$. Perencanaan dengan tingkat daktilitas ini disebut juga dengan perencanaan dengan daktilitas penuh (*Full Ductility*). Perencanaan dengan metode daktilitas penuh memerlukan prosedur desain yang kompleks dan rumit, yaitu dengan menggunakan prosedur perencanaan kapasitas desain (*Design Capacity*).

2.8. LANGKAH-LANGKAH PERENCANAAN STRUKTUR DENGAN DAKTILITAS PENUH

2.8.1. Perencanaan Balok Portal Terhadap Beban Lentur

Kuat lentur perlu balok portal yang dinyatakan dengan $M_{u,b}$ harus ditentukan berdasarkan kombinasi pembebanan tanpa atau dengan beban gempa, sebagai berikut :

$$M_{u,b} = 1,2 M_{d,b} + 1,6 M_{l,b} \quad (\text{SKSNI 3.2.1})$$

$$= 1,05 [M_{d,b} + M_{l,b} + M_{e,b}] \quad (\text{SKSNI 3.2.4a})$$

$$= 0,9 [M_{d,b} + M_{e,b}] \quad (\text{SKSNI 3.2.4b})$$

dengan :

$M_{d,b}$ = Momen lentur balok portal akibat beban mati tak berfaktor.

M_{lb} = Momen lentur balok portal akibat beban hidup tak berfaktor

Dalam metode desain kapasitas ini perlu dihitung kapasitas lentur sendi plastis balok setelah dilakukan penulangan lenturnya. Guna memperhitungkan adanya kemungkinan peningkatan kuat lentur penampang balok didaerah sendi plastis, SKSNI T-15-1991-03 menetapkan :

$$M_{kap,b} = \phi_0 M_{nak,b}$$

dengan :

$$\phi_0 = 1,25 \text{ untuk } f_y < 400 \text{ Mpa}$$

$$\phi_0 = 1,40 \text{ untuk } f_y \geq 400 \text{ Mpa}$$

$M_{kap,b}$ = Kapasitas lentur aktual balok pada pusat pertemuan balok dengan kolom dengan memperhitungkan luas tulangan yang sebenarnya terpasang.

$M_{nak,b}$ = Kuat lentur nominal balok berdasarkan luas tulangan yang sebenarnya terpasang.

ϕ_0 = Faktor penambahan kekuatan (*Overstrength factor*) yang ditetapkan

2.8.2. Perencanaan Balok Portal terhadap Beban Geser

Sesuai dengan konsep desain kapasitas, kuat geser balok portal yang dibebani oleh beban grafitasi sepanjang bentangnya harus dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok portal tersebut, dengan tanda yang berlawanan (positif dan negatif).

Kuat geser rencana :

$$V_{u,b} = 0,7 \frac{M_{kap,b}}{L_n} + 1,05 V_g$$

Tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,b} = 1,05 \left[V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4,0}{K} V_{E,b} \right]$$

Dengan :

M_{kap} = Momen nominal aktual pada ujung komponen dengan memperhitungkan kombinasi momen positif dan momen negatif

M_{kap} = Momen kapasitas balok disendi plastis pada bidang muka kolom disebelahnya

L_n = Bentang bersih balok

V_d = Gaya geser balok akibat beban mati

V_l = Gaya geser balok akibat beban hidup

$V_{e,b}$ = Gaya geser balok akibat beban gempa

K = Faktor jenis struktur ($K > 1,0$).

2.8.3. Perencanaan kolom Portal Terhadap Beban Lentur dan Aksial

Akibat pengaruh beban dinamis ini banyak kemungkinan terjadinya sendi plastis pada ujung-ujung kolom diatas lantai dasar. Untuk mencegah terjadinya sendi plastis ini, SKSNI T-15-1991-03 menentukan penggunaan

koefisien pembesar dinamis (ω_d), sehingga momen rencana balok menjadi :

$$\sum M_{u,k} = 0,7 (\omega_d) \sum M_{kap,b}$$

atau

$$M_{u,k} = 0,7 (\omega_d) \alpha_k (M_{kap,ki} + M_{kap,ka})$$

Tetapi dalam segala hal tak perlu lebih besar dari :

$$\sum M_{u,k} = 1,05 (M_{d,k} + M_{l,k} + \frac{4,0}{k} + M_{e,k})$$

dimana :

$\sum M_{u,k}$ = Jumlah momen rencana kolom pada pusat join. Kuat kolom harus dihitung untuk gaya aksial berfaktor yang konsisten dengan arah dari gaya lateral yang ditinjau.

ω_d = Faktor pembesar dinamis, diambil = 1,3

α_k = Faktor distribusi momen kolom portal yang ditinjau sesuai dengan kekakuan relatif kolom atas dan kolom bawah.

$M_{kap,ki}$ = Momen kapasitas lentur balok di sebelah kiri bidang muka kolom.

$M_{kap,ka}$ = Momen kapasitas lentur balok disebelah kanan bidang muka kolom.

$M_{d,k}$ = Momen pada kolom akibat beban mati.

$M_{l,k}$ = Momen pada kolom akibat beban hidup.

$M_{e,k}$ = Momen pada kolom akibat beban gempa.

K = Faktor jenis struktur ($K \geq 1,0$).

Sedangkan beban aksial rencana, yang bekerja pada kolom portal dengan daktilitas penuh dihitung dari :

$$N_{u,k} = \frac{0,7.R_v \cdot \sum M_{kan,h}}{lb} + 1,05.N_{g,k}$$

Tetapi dalam segala hal tidak perlu lebih besar dari :

$$N_{u,k} = 1,05(N_{g,k} + \frac{4,0}{k} N_{e,k})$$

dengan :

R_v = Faktor reduksi yang ditentukan sebesar :

1,0 untuk $1 < n < 4$

$1,1 - 0,025 n$ untuk $4 < n < 20$

0,6 untuk $n > 20$

n = Jumlah lantai diatas kolom yang ditinjau.

lb =Bentang balok dari pusat ke pusat kolom.

$N_{g,k}$ = Gaya aksial kolom akibat beban grafitasi.

$N_{e,k}$ = Gaya aksial kolom akibat beban gempa.

Dalam segala hal, kuat lentur dan aksial rancang kolom portal harus dapat memperhitungkan kombinasi pembebanan berfaktor antara beban grafitasi dan beban gempa dalam 2 arah yang saling tegak lurus (100% dalam satu arah, 30% dalam arah lain tegak lurus pada arah tersebut dan diambil yang paling menentukan, yang sesuai dengan "Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1983".

2.8.4. Perencanaan Kolom Portal Terhadap Beban Geser

Kuat geser kolom portal dengan daktilitas penuh berdasarkan terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung balok-balok yang bertemu pada kolom tersebut, harus dihitung dengan cermat sebagai berikut :

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,ka} + M_{u,kb}}{h'k}$$

Dan dalam segala tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \left(V_{d,k} + V_{l,k} + \frac{4,0}{k} V_{a,k} \right)$$

dengan :

$M_{u,ka}$ = Momen rencana kolom pada ujung atas dihitung pada muka balok.

$M_{u,kb}$ = Momen rencana kolom pada ujung bawah dihitung pada muka balok.

$h'k$ = Tinggi bersih kolom.

2.8.5. Perencanaan Panel Pertemuan Balok Kolom

Panel pertemuan balok kolom portal harus harus diproporsikan sedemikian rupa, sehingga memenuhi persyaratan kuat geser horisontal perlu V_{jh} dan kuat geser vertikal V_{vh} yang berkaitan dengan terjadinya momen kapasitas pada sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kolom itu, dimana gaya geser horisontal :

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol}$$



dimana :

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,7 \frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}}$$

$$T_{ka} = C_{ka} = 0,7 \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}}$$

$$V_{kol} = \frac{0,7 \left(\frac{L_{ki}}{L_{ki}'} M_{kap,ki} + \frac{L_{ka}}{L_{ka}'} M_{kap,ka} \right)}{\frac{1}{2} (H_{k,a} + H_{k,b})}$$

Tegangan geser horisontal nominal dalam join adalah :

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j \cdot h_c}$$

dengan :

b_j = lebar efektif join (mm).

h_c = tinggi total penampang kolom dalam arah geser yang ditinjau

$$v_{jh} \leq 1,5 \cdot \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots \text{Mpa}$$

Sedang gaya geser horisontal V_{jh} ini ditahan oleh dua mekanisme kuat geser inti join, yaitu :

- Strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung join yang memikul gaya geser V_{ch} .
- Mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horisontal dan strat beton diagonal daerah tarik join yang memikul gaya geser V_{sh} .

Besarnya V_{ch} harus diambil sama dengan 0 (nol) kecuali bila :

- Tegangan tekan rata-rata minimal pada penampang bruto kolom beton diatas join, termasuk tegangan prategang, apabila ada, melebihi nilai $0,1 f'_c$, maka :

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{N_{u,k}}{A_g}} - 0,10.f'_c . b_j . h_c$$

- Seluruh balok pada join dirancang sehingga penampang kritis dari sendi plastis terletak pada jarak yang lebih kecil dari tinggi penampang balok diukur dari muka kolom, maka :

$$V_{ch} = 0,5 \frac{A'_s}{A_s} . V_{jh} \left(1 + \frac{N_{u,k}}{0,4 . A_g . f'_c} \right)$$

dimana :

$$A'_s / A_s < 1$$

sedangkan :

$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch}$, dan luas tulangan geser horisontal efektif (A_{jh}):

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}}{f_y}$$

Yang harus didistribusikan secara merata diantara tulangan balok longitudinal atas dan bawah.



BAB 3

PERENCANAAN PELAT

BAB III

PERENCANAAN

PELAT

Pelat direncanakan menerima beban mati (DL) yaitu yang merupakan berat sendiri pelat, dan beban hidup (LL), seperti yang diatur dalam Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung tahun 1983 (PPIUG '83) berdasarkan fungsi tiap lantai pada gedung.

Pelat-pelat yang dibahas di sini meliputi pelat atap dan pelat lantai 1 sampai 7. Pelat tersebut memakai kombinasi pembebanan sesuai dengan SKSNI '91 yaitu :

$$U = 1,2 DL + 1,6 LL \dots\dots\dots(\text{SKSNI '91 ps 13.2.2.1})$$

Dalam perencanaan pelat momen-momen yang terjadi dihitung dengan cara PBI '71 (tabel 13.3.2), dimana asumsi tumpuan pelat yang dipakai adalah pelat terjepit elastis pada balok. Sistem penulangan pelat ada dua yaitu : satu arah dan sistem dua arah.

3.1. DATA PERENCANAAN PELAT

MUTU BETON : K 300

$$f_{ck}' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_c' = [0,76 + 0,2 \log(f_{ck}/15)] \times f_{ck}$$

$$= [0,76 + 0,2 \log(30/15)] \times 30 = 24,61 \text{ MPa}$$

MUTU BAJA : U 32

$$f_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 320 \text{ MPa}$$

3.2. PERENCANAAN TEBAL PELAT

Komponen struktur beton bertulang yang mengalami lentur dirancang supaya memiliki kekakuan yang cukup untuk membatasi lendutan atau deformasi apapun yang mungkin memperlemah struktur pada beban kerja. Lendutan tidak perlu dikontrol jika tebal struktur yang direncanakan lebih besar dari tebal minimum yang disyaratkan.

Ketentuan mengenai tebal plat minimum sesuai dengan yang diatur di dalam SKSNI'91 dibedakan atas plat satu arah dan dua arah. Ketentuan ini dijelaskan sebagai berikut :

-Konstruksi Satu Arah

Pada perencanaan pelat lantai dikenal adanya sistem pelat satu arah dan dipakai bila rasio bentang panjang terhadap bentang pendek lebih dari dua, dimana semua beban pada sistem ini dianggap seluruhnya dipikul oleh balok-balok menurut arah bentang pendek.

Untuk mencari ketebalan minimum pelat satu arah ini disyaratkan didalam tabel 3.2.5(a) SKSNI'91.

-Konstruksi Dua Arah

Sistem pelat ini dipakai bila perbandingan antara bentang panjang terhadap bentang pendek kurang atau sama dengan dua, dimana beban pada pelat

lantai ini dipikul dalam dua arah oleh keempat balok di sekeliling pelat.

Dalam perencanaan pelat yang perlu diperhatikan adalah tebal minimum pelat terhadap lendutan yang mungkin terjadi akibat beban yang bekerja. SK SNI pasal 3.2.5-3 memberikan batasan tebal minimum pelat dua arah supaya besar lendutan tidak perlu diperiksa.

Untuk mengetahui tebal minimum yang dibutuhkan pelat, yang harus dihitung terlebih dahulu adalah nilai rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan pelat dengan lebar yang dibatasi dalam arah lateral oleh sumbu dari panel yang bersebelahan pada tiap sisi dari balok. Nilai rasio atau α ini dapat dicari dengan cara :

$$\alpha = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{(E_{cs} \cdot I_s)}$$

dimana :

E_{cb} = Modulus elastisitas balok beton

E_{cs} = Modulus elastisitas pelat beton

$$I_b = \text{Inersia balok} = \frac{k \cdot b_w \cdot h^3}{12}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \cdot \frac{1}{h} \cdot \left(4 - 6\left(\frac{t}{h}\right) + 4\left(\frac{1}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \cdot \left(\frac{1}{h}\right)^3}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \cdot \left(\frac{1}{h}\right)}$$

dimana :

b_w = lebar balok

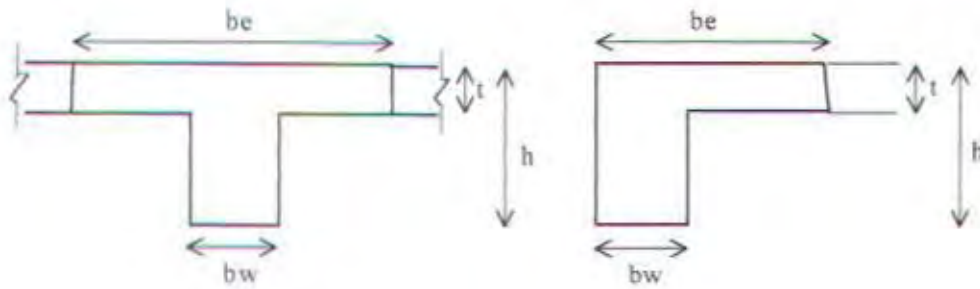
b_e = lebar balok efektif

-Balok interior

-Balok ekterior

$$= b_w + 2 \cdot (h + t)$$

$$= b_w + (h + t)$$



Gambar 3.1 - CONTOH PELAT

$$= b_w + 8.t$$

$$= b_w + 4.t$$

t = tebal flens

h = tinggi balok

Dari nilai α yang didapat di atas kita dapat menentukan α_m yang merupakan nilai rata-rata dari α untuk semua balok pada tepi suatu panel.

Tebal minimum pelat (pelat 2 arah) ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$h = \frac{\ln [0,8 + f_y / 1500]}{36 - 5.\beta \left(\alpha_m - 0,12 \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right)} \quad \text{SK SNI pers. 3.2. - 12}$$

tetapi h tidak boleh kurang dari :

$$h_{\min} = \frac{\ln [0,8 + f_y / 1500]}{36 + 9 \beta} \quad \text{SK SNI pers. 3.2. - 13}$$

dan h tidak perlu lebih dari :

$$h_{\max} = \frac{\ln [0,8 + f_y / 1500]}{36} \quad \text{SK SNI pers. 3.2. - 14}$$

di mana :

β = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah (l_y / l_x).

l_n = Panjang dari bentang bersih dalam arah memanjang dari muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan dari muka ke muka balok atau tumpuan lain pada kasus lainnya.

Untuk pelat tanpa balok tebal pelat minimum pelat diberikan pada SKSNI tabel 3.2.5.-c dan tebal minimumnya harus diperiksa terhadap aksi balok dan aksi 2 arah (SK SNI 3.4.11).

Dalam segala hal tebal minimum pelat tidak boleh kurang dari harga berikut

untuk $\alpha_m < 2,0 \longrightarrow 120 \text{ mm}$

untuk $\alpha_m \geq 2,0 \longrightarrow 90 \text{ mm}$

3.3. PEMODELAN PELAT

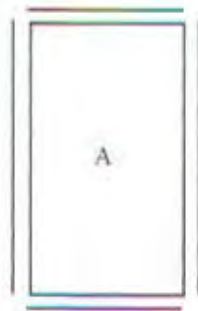
Pemodelan pelat dalam tugas akhir ini, pelat dianggap terjepit elastis pada keempat sisinya. Hal ini disebabkan pada tepi-tepi pelat (baik yang menerus maupun yang tak menerus) pasti terjadi perputaran sudut.

Pertimbangan lain pemodelan ini adalah bila pelat dianggap terjepit penuh pada keempat sisinya, maka dianggap momen-momen yang terjadi sebagian besar akan diterima oleh tumpuannya sehingga nilai momen lapangan akan selalu lebih kecil sedangkan pada keadaan sesungguhnya tepi pelat dapat berputar.

Jika pelat dimodelkan terjepit elastis pada keempat sisinya, maka besarnya momen pada lapangan akan mendekati momen tumpuannya (khususnya untuk pelat yang ditumpu pada keempat sisinya) sehingga pemodelan

struktur lebih aman.

Momen-momen yang terjadi pada pelat dihitung dengan menggunakan tabel 3.3.2 PBI '71.



$$L_n = 8000 - 1/2 (500 + 500) = 7500 \text{ mm.}$$

$$S_n = 4000 - 1/2 (300 + 400) = 3650 \text{ mm.}$$

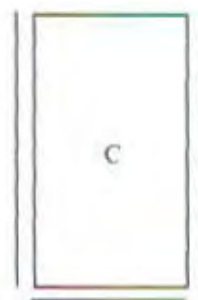
$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = 2,05$$



$$L_n = 7500 \text{ mm}$$

$$S_n = 3650 \text{ mm}$$

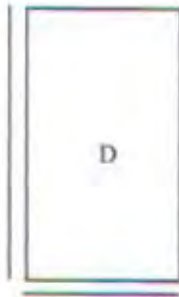
$$\beta = 2,05$$



$$L_n = 7500 \text{ mm}$$

$$S_n = 3650 \text{ mm}$$

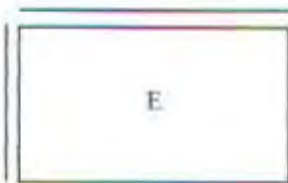
$$\beta = 2,05$$



$$L_n = 7500 \text{ mm}$$

$$S_n = 3650 \text{ mm}$$

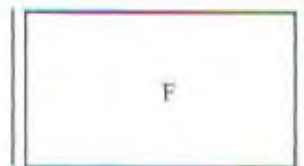
$$\beta = 2,05$$



$$L_n = 7500 \text{ mm}$$

$$S_n = 3650 \text{ mm}$$

$$\beta = 2,05$$



$$L_n = 7500 \text{ mm}$$

$$S_n = 3650 \text{ mm}$$

$$\beta = 2,05$$

Contoh Perhitungan :

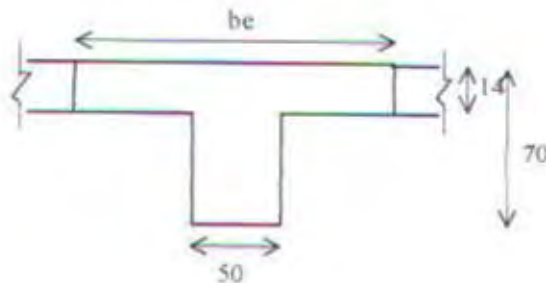
Suatu panel pelat type B direncanakan dengan tebal = 14 cm. Pelat tersebut menggunakan mutu baja $f_y = 320 \text{ MPa}$ dan mutu beton $f_c' = 24,61 \text{ MPa}$.

Panel pelat type B ini terdiri atas :

- balok eksterior : (30/50)
- balok interior : (50/70) , (50/70) , (40/60)

Langkah perhitungan :

1. Menentukan α untuk semua balok yang membentuk panel pelat tersebut.

Balok Interior (50/70):

$$be1 = 50 + 2(70 - 14) = 162 \text{ cm}$$

$$be2 = 50 + 2(4 \times 14) = 162 \text{ cm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \frac{t}{h} \cdot \left(4 - 6\left(\frac{t}{h}\right)\right) + 4 \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^3}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{162}{50} - 1\right) \cdot \frac{14}{70} \cdot \left(4 - 6\left(\frac{14}{70}\right)\right) + 4 \cdot \left(\frac{14}{70}\right)^2 + \left(\frac{162}{50} - 1\right) \cdot \left(\frac{14}{70}\right)^3}{1 + \left(\frac{162}{50} - 1\right) \cdot \left(\frac{14}{70}\right)}$$

$$k = 1,612$$

$$I_b = k \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_w \cdot h^3 \right)$$

$$= 1,612 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 50^3 \right)$$

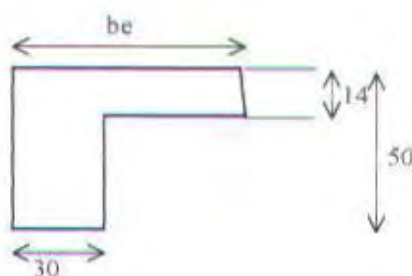
$$= 2303817 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} \cdot b_{\text{plat}} \cdot t^3$$

$$= \frac{1}{12} \cdot \frac{1}{2} \cdot (800 + 800) \cdot 14^3$$

$$= 182933 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_s = I_b / I_s = 12,59$$

Balok Eksterior (30/50):

$$be1 = 30 + (50 - 14) = 66 \text{ cm}$$

$$be2 = 30 + (4 \times 14) = 86 \text{ cm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \frac{1}{h} \cdot \left(4 - 6\left(\frac{1}{h}\right)\right) + 4 \cdot \left(\frac{1}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{1}{h}\right)^3}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \cdot \left(\frac{1}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{66}{30} - 1\right) \cdot \frac{14}{50} \cdot \left(4 - 6\left(\frac{14}{50}\right)\right) + 4 \cdot \left(\frac{14}{50}\right)^2 + \left(\frac{66}{30} - 1\right) \cdot \left(\frac{14}{50}\right)^3}{1 + \left(\frac{66}{30} - 1\right) \cdot \left(\frac{14}{50}\right)}$$

$$k = 1,417$$

$$I_b = k \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_w \cdot h^3 \right)$$

$$= 1,417 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 50^3 \right)$$

$$= 442960 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} \cdot b_{\text{plat}} \cdot t^3$$

$$= \frac{1}{12} \cdot 1/2.400 \cdot 14^3$$

$$= 45733 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_2 = I_b / I_s = 9,69$$

Balok Interior (50/70) :

$$be1 = 162 \text{ cm}$$

$$be2 = 162 \text{ cm}$$

$$k = 1,612$$

$$I_b = 2303817 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 182933 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_3 = 12,59$$

Balok Interior (40/60) :

$$be1 = 132 \text{ cm}$$

$$be2 = 152 \text{ cm}$$

$$k = 1,645$$

$$I_y = 1184433 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 91467 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_d = 12,9$$

2. Menentukan nilai α_m dari panel pelat.

$$\alpha_m = (12,59 + 9,69 + 12,59 + 12,9) = 11,94$$

3. Menentukan nilai β untuk panel pelat

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{7500}{3650} = 2,05$$

4. Selanjutnya dihitung tebal pelat minimum untuk panel pelat type B, yaitu

Tebal minimum pelat :

$$t_{min1} = \frac{Ln \left[0,8 + f_y / 1500 \right]}{36 + 5, \beta \left(\alpha_m - 0,12 \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right)} = 48,54 \text{ mm}$$

$$t_{min2} = \frac{Ln \left[0,8 + f_y / 1500 \right]}{36 + 9, \beta} = 139,5 \text{ mm}$$

$$t_{min3} = 90 \text{ mm untuk } \alpha_m \geq 2$$

$$t_{max} = \frac{Ln \left[0,8 + f_y / 1500 \right]}{36} = 211,1 \text{ mm}$$

Jadi tebal pelat dipakai = 140 mm.

3.4. PERHITUNGAN BEBAN PADA PELAT

a. PELAT ATAP :



Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned}
 - \text{Berat sendiri pelat} &= 0,14 \times 2400 &= 336 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{Berat plafond dan penggantung} &= 11 + 7 &= 18 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{Finishing dll} &&= 100 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{Ducting AC+ pipa} &&= 10 \text{ kg/m}^2 + \\
 \text{DL} &= 464 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban Hidup Pelat Atap

$$\text{LL} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Kombinasi Pembebanan Pelat Atap :

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= (1,2 \times 464) + (1,6 \times 100) \\
 &= 716,8 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

b. PELAT LANTAI 10*Beban Mati (DL) :*

$$\begin{aligned}
 - \text{Berat sendiri} &= 0,14 \times 2400 &= 336 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{Berat tegel dan spesi} &&= 150 \text{ kg/m}^2 + \\
 \text{DL} &= 516 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban hidup lantai

$$\text{LL} = 400 \text{ kg/m}^2$$

Kombinasi Pembebanan Pelat Lantai 10 :

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= (1,2 \times 516 + 1,6 \times 400) \\
 &= 1259,2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

c. PELAT LANTAI 1 s/d 9

Beban Mati (DL)

$$\text{Berat sendiri pelat} = 0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Finishing dll} = 100 \text{ kg/m}^2 +$$

$$\text{DL} = 436 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup (LL)

$$\text{Beban hidup lantai} \quad \text{LL} = 400 \text{ kg/m}^2$$

Kombinasi Pembebanan Pelat Lantai 1 s.d 9 :

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= (1,2 \times 436) + (1,6 \times 400) \\ &= 1163,2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

3.5. PERHITUNGAN PENULANGAN PELAT

Contoh perhitungan diambil pelat atap tipe A.



$$L_y = 800 \text{ cm}$$

$$L_x = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = 2$$

Langkah perhitungan :

Direncanakan :

Beban pelat atap $q_u = 716,8 \text{ kg/m}^2$

Bentang panjang (l_y) = 8,0 m dan bentang pendek (l_x) = 4,0 m.

Tebal pelat lantai (h) = 140 mm

Penutup beton (p) = 40 mm

Diameter tulangan utama = 10 mm

Mutu baja $f_y = 320 \text{ MPa}$

Mutu beton $f_c' = 24,61 \text{ MPa}$.

Rencanakan penulangan pelat atap.

Penyelesaian :

1. Menentukan tinggi efektif (d) pelat untuk arah x dan arah y.

tinggi efektif (d) dalam :

$$\text{- arah x} \Rightarrow d_x = h - p - 0,5 \cdot \phi_x$$

$$= 140 - 40 - (0,5 \cdot 10) = 95 \text{ mm}$$

$$\text{- arah y} \Rightarrow d_y = h - p - \phi_x - 0,5 \cdot \phi_y$$

$$= 140 - 40 - 10 - (0,5 \cdot 10) = 85 \text{ mm}$$

Letak dari tulangan dapat dilihat pada gambar di bawah :



2. Menentukan momen - momen yang bekerja pada arah x dan arah y

Momen pelat dihitung dengan koefisien dari tabel 13.3.2 PBI'

71 dengan anggapan tepi pelat terjepit elastis pada dua sisinya.

$$q_u = 716,8 \text{ kg/m}^2$$

$$M_u = (0,001 \cdot C) \cdot q \cdot l_x^2$$

$$\text{untuk } l_y / l_x = 8,0 / 4,0 = 2 \dots\dots\dots \text{pelat 2 arah.}$$

$$\text{sesuai tabel 13.3.2 diperoleh : } C_x = 62$$

$$C_y = 35$$

sehingga :

$$- M_u = M_{tx} = -M_{lx} = 711,0656 \text{ kg.m}$$

$$- M_u = -M_{ty} = M_{ly} = 401,408 \text{ kg.m}$$

Catatan :

M_{lx} = momen lapangan maksimum per meter lebar di arah x.

M_{ly} = momen lapangan maksimum per meter lebar di arah y.

M_{tx} = momen tumpuan maksimum per meter lebar di arah x.

M_{ty} = momen tumpuan maksimum per meter lebar di arah y.

3. Menentukan penulangan arah sumbu x (sejajar bentang pendek) dan arah sumbu y (sejajar bentang panjang).

PENULANGAN ARAH X

$$M_{tx} = M_{lx} = 7110656 \text{ N.mm} \quad (M_u = \text{momen ultimate})$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 f_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots \text{SKSNI pers. 3.1-1}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 24,61}{320} \cdot \frac{600}{600 + 320}$$

$$= 0,036238$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \cdot \rho_{\text{balance}} \dots\dots\dots \text{SKSNI 3.3.3-3}$$

$$= 0,75 \cdot \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,027179$$

$$\rho_{\min} = 0,001960 \quad \text{SKSNI 3.16.12}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_x^2} = \frac{7110656}{0,8 \cdot 1000 \cdot 95^2} = 1,73$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{320}{0,85 \times 24,61} = 15,297$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,297} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,297 \cdot 1,73}{320}} \right)$$

$$= 0,003154 > \rho_{\min}$$

maka :

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d_x$$

$$= 0,003154 \cdot 1000 \cdot 95$$

$$= 299,65 \text{ mm}^2$$

Dipakai : D10 - 200 ($A_s = 392,7 \text{ mm}^2$)

Menentukan tulangan pembagi

Sesuai dengan SKSNI 3.16.12-2.1, di dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (untuk tegangan susut dan suhu) :

$$A_s = 0,002 \cdot b \cdot h$$

$$= 0,002 \cdot 1000 \cdot 140$$

$$= 280 \text{ mm}^2$$

Dipakai : D.8 - 200 ($A_s = 293 \text{ mm}^2$)

PENULANGAN ARAH Y

$M_{ty} = M_{ly} = 4014080 \text{ N.mm}$ (M_u = momen ultimate)

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_y^2} = \frac{4014080}{0,8 \cdot 1000 \cdot 85^2} = 0,694$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{15,297} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,297 \cdot 0,694}{320}} \right) \\ &= 0,002206 > \rho_{\text{min}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d_y \\ &= 0,002206 \cdot 1000 \cdot 85 \\ &= 187,51 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai : D.10 - 250 ($A_s = 314,2 \text{ mm}^2$)

Menentukan tulangan pembagi

Sesuai dengan SKSNI 3.16.12-2.1 , di dalam arah tegak lurus terhadap tulangan utama harus disediakan tulangan pembagi (untuk tegangan susut dan suhu) :

$$\begin{aligned} A_s &= 0,002 \cdot b \cdot h \\ &= 0,002 \cdot 1000 \cdot 140 = 280 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai : D.8 - 200 ($A_s = 293 \text{ mm}^2$)

3.6. KONTROL PELAT

3.6.1. KONTROL RETAK

Menurut SKSNI 3.3.6-4 mengenai kontrol retak pada balok dan pelat , yaitu : apabila tegangan leleh rencana f_y untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa , penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai z yang diberikan oleh :

$$Z = f_s \cdot (d_c \cdot A)^{1/3}$$

tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan dan 25 MN /m untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Dalam hal ini tegangan tergantung dalam tulangan pada beban kerja f_s (MPa) harus dihitung sebagai momen dibagi oleh hasil kali luas baja dengan lengan momen dalam. Bila tidak dihitung dengan cara di atas, f_s boleh diambil sebesar 60% dari kuat leleh (f_y) yang dipakai.

Dimana :

- d_c = jarak pusat tulangan tarik ke tepi luar serat tertarik.
- A = luas efektif beton di sekitar tulangan tarik dibagi dengan jumlah tulangan.

maka :

$$d_c = 40 + (0,5 \cdot 10) = 45 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2 \cdot d_c \cdot b_w}{n \text{ tulangan}}$$

$$= (2 \cdot 45 \cdot 1000) : [392,7 : (0,25 \cdot 3,14 \cdot 10^2)] = 17991 \text{ mm}^2$$

$$f_s = 60 \% \cdot 320$$

$$= 192 \text{ MPa.}$$

$$Z = 192 \cdot (45 \cdot 17991)^{1/3}$$

$$= 17894 \text{ N/mm}$$

$$= 17,894 \text{ MN/m} < 25 \text{ MN/m} \Rightarrow \text{oke...}$$

Jadi retak tidak perlu diperiksa.

Dalam buku Reinforced Concrete karangan Chu Kia Wang dan Charles G. Salmon dinyatakan bahwa sistem pelat dua arah yang menggunakan tulangan dengan f_y kurang dari 6000 psi ($f_y = 413,7 \text{ Mpa}$) tidak perlu dilakukan peninjauan terhadap retak yang terjadi.

3.6.2. KONTROL SPASI MAKSIMUM

Sesuai SKSNI 3.6.4-2 disebutkan bahwa :

Untuk tulangan utama pelat :

$$S \text{ maksimum} = 2 \times \text{tebal pelat}$$

$$= 2 \times 140$$

$$= 280 \text{ mm.}$$

$$S \text{ terpasang} = 200 \text{ mm (arah x)} < S \text{ maksimumoke.}$$

$$S \text{ terpasang} = 250 \text{ mm (arah y)} < S \text{ maksimumoke.}$$

Untuk tulangan susut dan suhu, SKSNI 3.16.12-2.2 menyebutkan bahwa :

$$S \text{ maksimum} = 5 \times \text{tebal pelat}$$

$$= 5 \times 140$$

$$= 700 \text{ mm}$$

$$S \text{ terpasang} = 200 \text{ mm (arah x)} < S \text{ maksimumoke.}$$

S terpasang = 200 mm (arah y) < S maksimumoke.

3.6.3. KONTROL LENDUTAN

Karena tebal pelat lebih besar dari tebal minimum seperti yang disyaratkan pada pasal 3.2.5.3 SKSNI T-15-1991-03 maka tidak perlu dilakukan kontrol lendutan.



BAB 4

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

BAB IV

PERENCANAAN

STRUKTUR SEKUNDER

Pada perencanaan suatu gedung, bagian-bagian yang ada dibagi menjadi dua golongan berdasarkan fungsinya dalam mendukung kekuatan dari struktur gedung tersebut.

Pertama adalah struktur utama yaitu bagian dari gedung sebagai satu kesatuan struktur yang menerima seluruh beban yang terjadi dan menyalurkannya ke tanah melalui pondasi. Kedua adalah struktur sekunder yaitu struktur yang direncanakan untuk mendukung struktur utama. Beban yang diterima struktur sekunder disalurkan ke struktur utama.

Pada bab ini akan dibahas perencanaan struktur sekunder berupa struktur tangga dan balok anak, yang pada perhitungannya dipisahkan dengan perhitungan struktur utama.

4.1. ANALISA DAN PERENCANAAN TANGGA

Perencanaan struktur tangga dapat dilakukan dengan berbagai macam alternatif, baik konstruksi maupun perletakkannya. Tangga dapat

18 2

direncanakan sebagai balok tipis (frame) atau pelat (shell). Perletakan tangga dapat diasumsikan sebagai sendi-rol, sendi-send, jepit-rol, jepit-send atau jepit-jepit. Pengambilan asumsi tangga akan menentukan bentuk dan penulangan konstruksinya.

Dalam Tugas Akhir ini tangga dimodelkan sebagai sistem tangga yang bertumpu pada dua sisinya, yaitu tertumpu jepit pada balok bawah dan balok atas. Gaya-gaya dalam dari tangga dianalisa dengan bantuan program SAP 90 dengan memisalkan struktur tangga sebagai elemen shell.

4.1.1. Desain Awal Struktur Tangga

Ketentuan perencanaan injakan tangga dan kemiringan tangga yang baik adalah sebagai berikut:

1. Syarat tinggi dan lebar injakan

$$60 \text{ cm} \leq 2.t + l \leq 65$$

dimana: t = tinggi injakan = 16,67 cm

$$l = \text{lebar injakan} = 28 \text{ cm}$$

$$\text{Sehingga : } 2.t + l = (2 \times 16,667) + 28 = 61,34 \dots (\text{OK})$$

2. Syarat kemiringan tangga

$$25^\circ < \alpha < 40^\circ$$

dimana α = kemiringan tangga

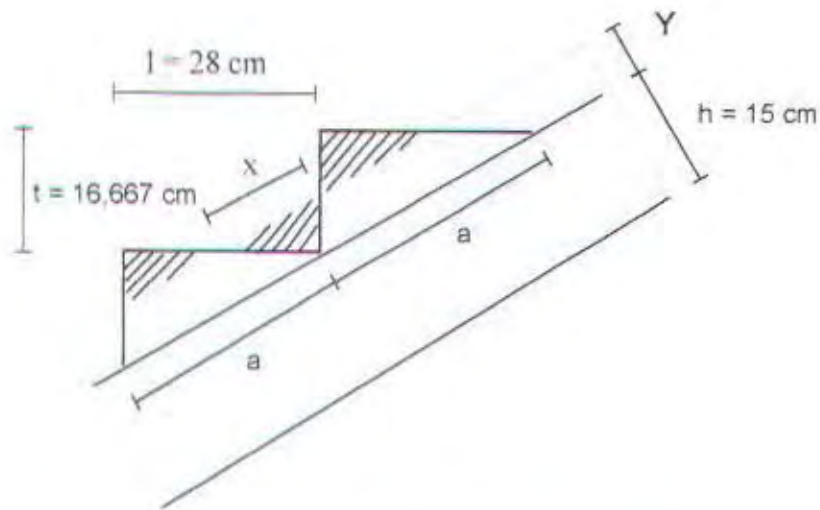
$$\alpha = \arctan \frac{16,667}{28} = 30,77^\circ < 40^\circ \dots\dots (\text{OK})$$

Jumlah injakan :

$$n = \frac{300}{16,67} = 18 \text{ buah}$$

diambil $n = 18$ buah injakan, 9 anak tangga bawah dan 9 anak tangga atas dan tebal pelat tangga direncanakan 15 cm.

4.1.2. Pembebanan Pada Tangga



Gambar IV.1 Penantuan Tebal Pelat Tangga Rata-rata

Beban yang bekerja pada tangga meliputi berat sendiri tangga dan ditambah dengan beban hidup tangga.

➤ Perhitungan tebal pelat rata-rata

$$\text{Luas daerah yang diarsir} = 1/2 \times (0,5 \times 16,67) \times (0,5 \times 28) = 58,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luas segitiga} = 1/2 \cdot X \cdot Y$$

$$x = \sqrt{(16,67/2)^2 + (28/2)^2} = 16,293 \text{ cm}$$

$$58,34 = 1/2 \cdot 16,293 \cdot Y$$

$$Y = 7,161 \text{ cm} \approx 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{maka, } t = t_{\text{pelat}} + Y = 15 + 7,5 \text{ cm} = 22,5 \text{ cm}$$

➤ Pembebanan pada pelat anak tangga

♦ **Beban Mati**

$$\text{- berat pelat} = 0,225 \times 2.400 / \cos 30,77^\circ = 614,5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- spesi + tegel} = (28 + 16,67) / 28 \times (21 + 24) = 71,79 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- sandaran dari besi} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{DL} = 706,29 \text{ kg/m}^2$$

♦ **Beban Hidup**

$$\text{- Beban hidup tangga} \quad \text{LL} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Jadi : } U = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 \times 706,29 + 1,6 \times 300$$

$$= 1.327,55 \text{ kg/m}^2$$

➤ Pembebanan pada pelat bordes

♦ **Beban Mati**

$$\text{- berat pelat} = 0,22 \times 2.400 = 528 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- spesi + tegel} = 21 + 2,4 = 45 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- sandaran dari besi} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{DL} = 593 \text{ kg/m}^2$$

♦ **Beban Hidup**

$$\text{- Beban hidup tangga} \quad \text{LL} = 300 \text{ kg/m}^2$$

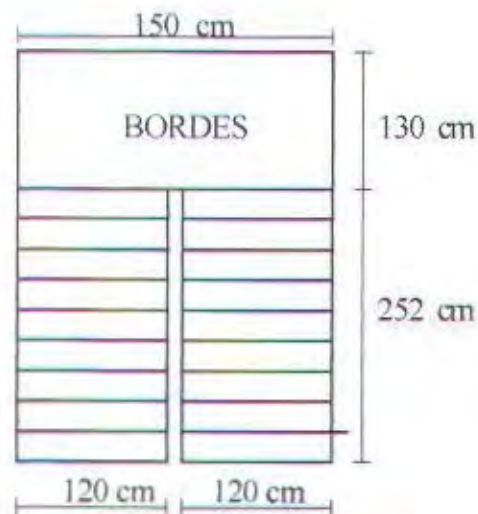
$$\text{Jadi : } U = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 \times 593 + 1,6 \times 300$$

$$= 1191,6 \text{ kg/m}^2$$

4.1.3. Perhitungan Gaya Dalam

Gaya-gaya dalam dari tangga dianalisa dengan bantuan program SAP 90 dengan memisalkan struktur tangga sebagai elemen shell yang tertumpu jepit pada kedua ujungnya.



Gambar IV. 2 Denah Tangga

4.1.4. Perhitungan Penulangan Tangga

1. Data perencanaan tangga

- tinggi antar lantai = 300 cm - lebar tangga = 120 cm
- tebal pelat tangga = 15 cm - tebal pelat bordes = 15 cm
- tinggi anak tangga = 16,67 cm - lebar anak tangga = 28 cm
- mutu beton K300 $f_c' = 24,6 \text{ MPa}$ - mutu baja U 32 $f_y = 320 \text{ MPa}$

- panjang tangga dan bordes = 372 cm
- decking = 20 mm
- tulangan pakai = D12
- $dx = 150 - 20 - (0,5 \times 12) = 124 \text{ mm}$
- $dy = 150 - 20 - 12 - (0,5 \times 12) = 112 \text{ mm}$

2. Momen yang bekerja

- Pada tangga :
 - $Mux = M22 = 2.409,5 \text{ kg.m} = 24.095.000 \text{ N.mm}$
 - $Muy = M11 = 1.568,7 \text{ kg.m} = 15.687.000 \text{ N.mm}$
- Pada bordes :
 - $Mux = M22 = 1.960,8 \text{ kg.m} = 19.608.000 \text{ N.mm}$
 - $Muy = M11 = 5088,1 \text{ kg.m} = 50.881.000 \text{ N.mm}$

3. Menghitung kebutuhan tulangan

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \dots (\text{Pasal 3.1.4.3 SK SNI'91})$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 24,6}{320} \times \frac{600}{600 + 600} = 0,0362$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \cdot \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,0362 = 0,0272$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375 \dots (\text{Pasal 3.3.5.1 SK SNI'91})$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{320}{0,85 \times 24,6} = 15,3$$

➤ Penulangan pelat tangga arah X

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{24.095.000}{0,8 \times 1.000 \times 124^2} = 1,959$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,3} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,3 \times 1,959}{320}} \right) \\ &= 0,00644 > \rho_{\min} = 0,004375\end{aligned}$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00644 \times 1.000 \times 124 = 798,560 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 12 - 100 mm (A_s terpasang = 1131 mm²).

Kontrol spasi maksimum (Pasal 3.6.4.2 SK SNI'91)

$$S_{\text{maks}} = 2 \cdot t = 2 \times 150 = 300 \text{ mm}$$

$$S_{\text{terpasang}} = 120 \text{ mm} \dots \dots \dots (\text{OK})$$

➤ Penulangan pelat tangga arah Y

$$R_n = \frac{15.687.000}{0,8 \times 1.000 \times 112^2} = 1,563$$

$$\rho = \frac{1}{15,3} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,3 \times 1,563}{320}} \right) = 0,00508 > \rho_{\min} = 0,004375$$

$$A_s \text{ perlu} = 0,00508 \times 1.000 \times 112 = 568,96 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 12 - 150 mm (A_s terpasang = 754 mm²)

Kontrol spasi maksimum (Pasal 3.6.4.2 SK SNI'91)

$$S_{\text{maks}} = 2 \cdot t = 2 \times 150 = 300 \text{ mm}$$

$$S_{\text{terpasang}} = 150 \text{ mm} \dots \dots \dots (\text{OK})$$

➤ Penulangan pelat bordes arah X

$$R_n = \frac{19.608.000}{0,8 \times 1.000 \times 124^2} = 1,594$$

$$\rho = \frac{1}{15,3} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,3 \times 1,594}{320}} \right) = 0,00519 > \rho_{\min} = 0,004375$$

$$A_s \text{ perlu} = 0,00519 \times 1.000 \times 124 = 643,56 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan D 12 - 150 mm (} A_s \text{ terpasang} = 754 \text{ mm}^2 \text{)}$$

Kontrol spasi maksimum (Pasal 3.6.4.2 SK SNI'91)

$$S \text{ maks} = 2.t = 2 \times 150 = 300 \text{ mm}$$

$$S \text{ terpasang} = 150 \text{ mm} \dots \dots \dots (\text{ OK })$$

➤ Penulangan pelat bordes arah Y

$$R_n = \frac{50.881.000}{0,8 \times 1.000 \times 110^2} = 5,26$$

$$\rho = \frac{1}{15,3} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,3 \times 5,26}{320}} \right) = 0,011928 > \rho \text{ min} = 0,004375$$

$$A_s \text{ perlu} = 0,011928 \times 1.000 \times 110 = 1312,08 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan D 16 -100 mm (} A_s \text{ terpasang} = 22.34 \text{ mm}^2 \text{)}$$

Kontrol spasi maksimum (Pasal 3.6.4.2 SK SNI'91)

$$S \text{ maks} = 2.t = 2 \times 150 = 300 \text{ mm}$$

$$S \text{ terpasang} = 100 \text{ mm} \dots \dots \dots (\text{ OK })$$

4.2. PERENCANAAN BALOK ANAK

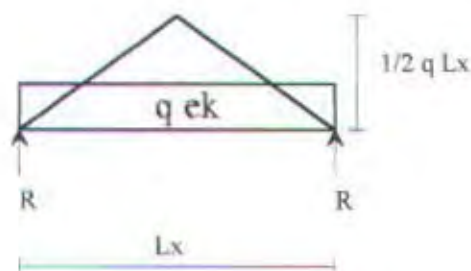
Balok anak merupakan struktur sekunder, sehingga bukan merupakan elemen yang menerima gaya lateral, tetapi lebih berfungsi sebagai struktur yang mendukung beban gravitasi unsur lain yang berhubungan dengannya, misalnya beban pelat serta menyalurkan beban-beban tersebut pada struktur utama. Selain itu balok anak juga berfungsi sebagai pengaku pelat sehingga benar-benar horisontal dan kaku pada bidangnya. Kegunaan balok anak yang lainnya adalah untuk memperkecil lendutan pada pelat sehingga dapat memperkecil ketebalan pelat.

Dalam perencanaan balok anak akan dibahas mengenai perencanaan tulangan pada balok anak, baik tulangan lentur, geser dan torsi serta kontrol terhadap lendutan serta retak.

4.2.1. PEMBEBANAN PADA BALOK ANAK

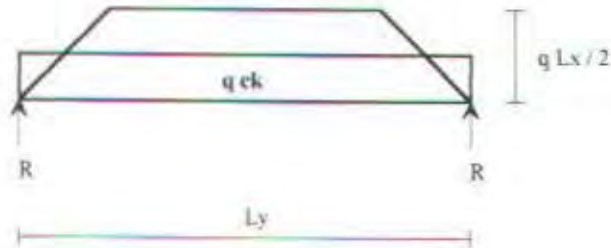
4.2.1.1. Tipe Pembebanan Pada Balok Anak

1. Beban ekuivalen segi tiga



$$q_{ek} = \frac{1}{3} \cdot q \cdot L_x$$

2. Beban ekivalen trapesium



$$q_{ek} = 1/2 \cdot q \cdot L_x \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 \right\}$$

4.2.1.2. Perhitungan Beban

Beban-beban yang bekerja pada balok anak tersebut adalah berat sendiri balok anak tersebut dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata di atasnya). Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dapat dianggap sebagai beban segitiga pada lajur yang pendek serta beban trapesium pada lajur yang panjang. Beban-beban berbentuk trapesium maupun segitiga tersebut kemudian dirubah menjadi beban merata ekivalen dengan menyamakan momen maksimumnya.

Contoh Perhitungan pada Balok Anak

a. Atap

1. Balok anak as 0 dan as 4'

- Beban akibat pelat $q = 716,8 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 - q_{ek} &= 1/2 \cdot q \cdot L_x \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L_x}{L_y} \right)^2 \right\} \\
 &= 1/2 \cdot 716,8 \cdot 4 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{4}{8} \right)^2 \right\} &= 1314,13 &\text{ kg/m} \\
 - \text{berat sendiri balok} &= 0,30 \times 0,5 \times 2400 &= 360 &\text{ kg/m} \\
 Q_u &= 1,2 \cdot 360 + 1314,13 &= 1746,13 &\text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

2. Balok anak as 1', 2', 3'

$$\begin{aligned}
 - q_{ek} &= 2 \cdot 1314,13 &= 2628,26 &\text{ kg/m} \\
 - \text{berat sendiri balok} &= 360 &\text{ kg/m} \\
 Q_u &= 1,2 \cdot 360 + 2628,26 &= 3060,26 &\text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Lantai 10

1. Balok anak as 0 dan as 4'

$$\begin{aligned}
 - \text{beban akibat pelat } q &= 1259,2 &\text{ kg/m}^2 \\
 - q_{ek} &= 1/2 \cdot 1259,2 \cdot 4 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{4}{8} \right)^2 \right\} &= 2308,53 &\text{ kg/m} \\
 - \text{berat dinding} &= 250 \times 3 &= 750 &\text{ kg/m} \\
 Q_u &= 1,2 (360 + 750) + 2308,53 &= 3640,53 &\text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

2. Balok anak as 1', 2', 3'

$$\begin{aligned}
 - q_{ek} &= 2 \cdot 2308,53 &= 4617 &\text{ kg/m} \\
 - \text{berat sendiri balok} &= 360 &\text{ kg/m} \\
 Q_u &= 1,2 \cdot 360 + 4617 &= 5049 &\text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

c. Lantai 1 s/d 9

1. Balok anak as 0, 2', 4'

$$- \text{beban akibat pelat } q = 1163,2 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 q_{ek} &= 1/2 \cdot 1163,2 \cdot 4 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{4}{8} \right)^2 \right\} &= 2132,53 & \text{kg/m} \\
 - \text{Berat sendiri balok} & &= 360 & \text{kg/m} \\
 - \text{Berat dinding} &= 1,2 \cdot 250 \text{ kg/m}^2 &= 300 & \text{kg/m} \\
 Q_u &= 1,2 (360 + 300) + 2132,53 &= 2924,53 & \text{kg/m}
 \end{aligned}$$

2. Balok as 1', 3'

$$\begin{aligned}
 - q_{ek} &= 2 \cdot 2132,53 &= 4265,06 & \text{kg/m} \\
 - \text{Berat sendiri balok} & &= 360 & \text{kg/m} \\
 Q_u &= 1,2 \cdot 360 + 4265,06 &= 4697,1 & \text{kg/m}
 \end{aligned}$$

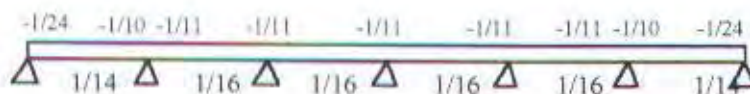
3. Balok anak ramp (balok miring)

$$\begin{aligned}
 - q_{ek} &= 1/2 \cdot 1163,2 \cdot 5 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{5}{8} \right)^2 \right\} &= 2529,35 & \text{kg/m} \\
 - \text{Berat sendiri balok} & &= 360 & \text{kg/m} \\
 - \text{Berat dinding} & &= 300 & \text{kg/m} \\
 Q_u &= 1,2 (360 + 300) + 2529,35 &= 3321,35 & \text{kg/m}
 \end{aligned}$$

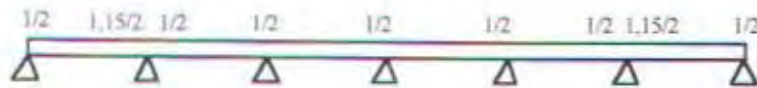
4.2.1.3. ANALISA GAYA-GAYA DALAM BALOK

Dalam hal ini lajur menerus balok anak dianalisa sesuai dengan ketentuan yang ada di dalam SKSNI pasal 3.1.3.3

Besarnya momen-momen pada tumpuan dan lapangan dapat dilihat pada ikhtisar berikut:



Besarnya gaya geser pada balok anak :



4.2.2. PERHITUNGAN PENULANGAN BALOK ANAK

Penulangan balok anak meliputi penulangan lentur, penulangan geser dan torsi, kontrol retak dan kontrol lendutan, sedangkan tulangan torsi hanya dipasang minimum karena pada prinsipnya untuk balok anak interior tidak pernah menerima torsi.

4.2.2.1. Penulangan Lentur Balok Anak

➤ Dasar-Dasar Perencanaan

Penulangan lentur untuk momen negatif pada daerah tumpuan dihitung dengan menganggap penampang balok adalah penampang persegi, sedangkan perhitungan lentur pada daerah lapangan, apabila balok dicor monolit dengan pelat adalah memakai prosedur desain konstruksi balok T dengan penentuan lebar flens menurut SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.1.10.

Kekuatan nominal dari suatu komponen struktur untuk memikul beban lentur dan aksial didasarkan pada asumsi yang diberikan dalam SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.3.2 ayat 2 sampai 7 pada yaitu :

1. Regangan dalam tulangan dan beton harus diasumsikan berbanding langsung dengan jarak dari sumbu netral, kecuali untuk komponen struktur lentur tinggi dengan rasio tinggi total terhadap bentang bersih yang lebih besar dari 2/5 untuk bentang menerus dan lebih besar dari 4/5 untuk balok dengan tumpuan sederhana, harus digunakan distribusi regangan non-linier (SKSNI-1991 pasal 3.2.2 butir 2).
2. Regangan maksimum yang dapat digunakan pada serat beton tekan terluar harus diasumsikan sama dengan 0,003 (SKSNI-1991 pasal 3.3.2 butir 3).

Tegangan dalam tulangan di bawah kuat leleh yang ditentukan f_y untuk mutu tulangan yang digunakan harus diambil sebesar E_s dikalikan regangan baja ($f_s = E_s \times \epsilon_s$). Untuk regangan yang lebih besar dari regangan yang memberikan f_y tegangan pada tulangan harus dianggap tidak bergantung pada regangan dan sama dengan f_y (SKSNI-1991 pasal 3.3.2 butir 4).

- Bila $\epsilon_s \leq \epsilon_y \rightarrow$ maka: $f_s = E_s \epsilon_s$

- Bila $\epsilon_s \geq \epsilon_y \rightarrow$ maka: $f_s = f_y$

3. Dalam perhitungan lentur beton bertulang kuat tarik beton harus diabaikan (SKSNI-1991 pasal 3.3.2 butir 5).
4. Hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton boleh diasumsikan berbentuk persegi, trapesium, parabola atau bentuk lainnya yang menghasilkan perkiraan kekuatan yang cukup baik bila

dibandingkan dengan hasil penyelidikan yang lebih menyeluruh (SKSNI-1991 pasal 3.3.2 butir 6).

5. Kekuatan dari point 5 di atas tersebut boleh dianggap dipenuhi oleh suatu distribusi tegangan beton persegi ekuivalen yang didefinisikan sebagai berikut : (SKSNI-1991 pasal 3.3.2 butir 7) :

1. Tegangan beton sebesar $0,85 f_c'$ harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejarak $a = \beta_1 c$ dari serat dengan regangan tekan maksimum.
2. Jarak c dari serat dengan regangan maksimum ke sumbu netral harus diukur dalam arah tegak lurus terhadap sumbu tersebut.

Faktor β_1 harus diambil sebesar 0,85 untuk kuat tekan beton f_c' hingga atau sama dengan 30 MPa. Untuk kekuatan diatas 30 Mpa, β_1 harus direduksi secara menerus sebesar 0,008 untuk setiap kelebihan 1 Mpa diatas 30 Mpa, tetapi β_1 tidak boleh diambil kurang dari 0,65.

$$\text{Untuk } f_c' \leq 30 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Untuk } f_c' > 30 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,008 (f_c' - 30)$$

$$\geq 0,65$$

♦ **Kondisi Regangan Berimbang dan Batas Rasio Penulangan.**

Definisi regangan berimbang pada suatu penampang adalah suatu kondisi dimana tulangan tarik mencapai tegangan leleh yang diisyaratkan (f_y) pada

saat yang bersamaan dengan bagian beton yang tertekan mencapai regangan batas sebesar 0,003.

Jika rasio tulangan beton terpasang lebih besar dari keadaan berimbang tersebut diatas, maka letak letak garis netral beton akan turun sehingga regangan beton didaerah tekan akan lebih besar dari regangan batas beton yang diisyaratkan ($\epsilon_{cu} = 0,003$) pada tulangan tarik mencapai lelehnya. Jadi beton didaerah tekan akan hancur dulu sebelum tulangan tarik meleleh. Pola keruntuhan semacam ini sedapat mungkin harus dihindari karena pola keruntuhannya bersifat mendadak.

Sebaliknya diusahakan bahwa pola keruntuhan beton harus secara daktail yaitu beton harus menunjukkan deformasi yang cukup besar sebelum tercapainya kekuatan runtuhnya sehingga secara dini akan tampak bahwa komponen strukur tersebut sudah membahayakan.

Berikut ini diberikan harga rasio penulangan pada keadaan berimbang (ρ_b), harga rasio penulangan maksimum (ρ_{max}) dan rasio tulangan minimum (ρ_{min}) dari balok berpenampang persegi dengan tulangan tunggal

$$\rho_b = \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

Batasan penulangan minimum di atas diberikan untuk pertimbangan ekonomis beton. Jika tulangan terpasang lebih kecil dari tulangan minimum

yang diisyaratkan, maka pada saat tercapainya kekuatan nominal dari suatu komponen struktur beton, otomatis tegangan tekan yang terjadi pada beton sangat kecil dibandingkan dengan kekuatan hancur beton sehingga kekuatan beton seolah-olah tidak dimanfaatkan untuk menunjang kekuatan komponen struktur tersebut.

Penampang persegi direncanakan hanya menggunakan tulangan tulangan tarik saja, penambahan tulangan tekan baru diperhitungkan bila rasio tulangan tarik yang diperlukan melebihi rasio tulangan max yang diisyaratkan atau dengan kata lain bila momen yang terjadi melebihi kapasitas momen yang dapat ditahan oleh tulangan tarik saja.

➤ Konstruksi Balok T

Bentuk balok T diperoleh dari pengecoran monolit antara balok dan pelat pada sisi atasnya, sehingga pada daerah momen positif balok, luas penampang pelat akan menambah luas daerah tekan pada balok sedangkan pada daerah momen negatif, balok tetap dianggap sebagai penampang persegi.

Lebar efektif b_e untuk perhitungan kekuatan ini didasarkan pada SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.1.10 point 2 dan 3 yaitu :

- a. Lebar pelat yang secara efektif bekerja sebagai suatu flens dari balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang dari balok, dan

lebar efektif dari flens yang membentang dari tiap sisi badan balok tidak boleh melebihi :

- Delapan kali tebal pelat.
 - Setengah jarak bersih dari badan balok yang bersebelahan.
- b. Untuk balok yang mempunyai pelat hanya pada satu sisi, lebar efektif flens yang membentang tidak boleh lebih dari :
- Seperduabelas dari bentang balok.
 - Enam kali tebal pelat.
 - Setengah jarak bersih dari badan balok yang bersebelahan.

Lebar efektif untuk 2 type balok yaitu balok T dan balok L (interior dan exterior) yaitu :

1. Balok Interior (pelat pada kedua belah sisi), dipilih nilai yang terkecil dari :
 - a. $b_E \leq 1/4 L$
 - b. $b_E \leq b_w + 16 t$
 - c. $b_E \leq L_n$
2. Balok Exterior (pelat hanya pada satu sisi), dipilih nilai yang terkecil dari :
 - a. $b_E \leq b_w + 1/12 L$
 - b. $b_E \leq b_w + 6 t$
 - c. $b_E \leq b_w + 1/2 L_n$

Untuk perhitungan kekuatan momen nominal M_n dari balok T, maka harus diperiksa dulu apakah balok T tersebut asli atau palsu, prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Bila tinggi a dari blok tegangan persegi adalah sama atau lebih kecil dari t , maka balok T dihitung sama dengan balok empat persegi panjang (balok T palsu) dengan lebar b_E .
2. Bila tinggi a lebih besar dari t , maka dihitung secara balok T murni dengan :

$$M_n = C_1 \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_2 \left(d - \frac{t}{2} \right)$$

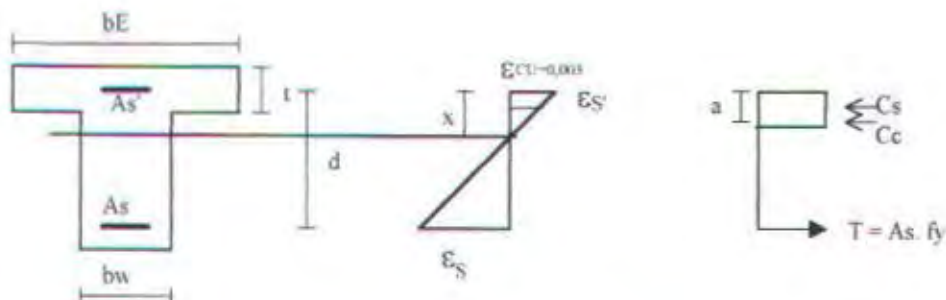
dimana :

$$C_1 = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_w \cdot a$$

$$C_2 = 0,85 \cdot f_c' \cdot (b_E - b_w) \cdot t$$

$$a = \frac{T - C_2}{0,85 f_c' b_w}$$

$$T = A_s \cdot f_y$$



Penampang Balok T Murni

➤ Langkah-Langkah Perhitungan Penulangan Lentur dengan δ

1. Menentukan dimensi balok ;

- lebar balok (b)
- tinggi balok (h)
- tebal pelindung beton (dc)
- d = h - dc - ϕ sengkang - D tul. utama / 2

2. Menentukan besarnya δ

Untuk perencanaan balok anak ini digunakan $\delta = 0,5$

3. Menghitung R_n

$$R_n = \frac{(1 - \delta) M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

4. Menghitung besarnya m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'}$$

5. Menghitung $\rho\delta$

$$\rho\delta = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right]$$

atau dengan cara lain,

$$\rho\delta = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right]$$

6. Menghitung ρ'

$$\rho' = \frac{\delta M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot b \cdot d}$$

7. Menghitung rasio tulangan tarik (ρ) dan rasio tulangan tekan (ρ')

- rasio tulangan tarik (ρ) = $\rho\delta + \rho'$

- rasio tulangan tekan (ρ') = ρ'

8. Menghitung luas tulangan tarik dan tekan

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s' \text{ perlu} = \rho' \cdot b \cdot d$$

4.2.2.2. Desain Penulangan Geser dan Torsi

• Penulangan Geser

Perencanaan penampang akibat geser harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut:

$$V_u \leq \phi V_n$$

dimana :

- V_u merupakan gaya geser berfaktor akibat beban luar yang pada penampang yang ditinjau.
- V_n merupakan kuat geser nominal suatu komponen struktur yang didapat dari sumbangan kekuatan beton (V_c) dan kekuatan tulangan geser (V_s), yang dihitung dari :

$$V_n = V_c + V_s,$$

dimana :

- V_c adalah kuat geser beton.
- V_s adalah kuat geser nominal tulangan geser.

Besarnya V_c bervariasi tergantung dari dimensi balok dan mutu beton yang digunakan, sedangkan besarnya V_s tergantung dari diameter tulangan geser, mutu baja dan jarak pemasangannya.

➤ Sumbangan kekuatan geser beton (V_c) :

- Untuk struktur yang hanya dibebani oleh geser dan lentur saja, berlaku rumus :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \text{ bw d} \dots\dots\dots \text{SKSNI psl 3.4.3-1.1}$$

- Untuk komponen struktur yang dibebani tekan aksial :

$$V_c = \left[1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right] \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \text{ bw d} \dots\dots \text{SKSNI psl 3.4.3-1.2}$$

- Untuk komponen struktur yang dibebani gaya tarik aksial yang cukup besar, tulangan geser harus direncanakan untuk memikul geser total yang terjadi.
- Sedang untuk penampang dimana komponen torsi berfaktor T_u melebihi persamaan berikut ini :

$$T_u = \phi \left[\left(\frac{\sqrt{f_c'}}{20} \right) \sum x^2 y \right]$$

maka :

$$V_c = \frac{\left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) \text{ bw d}}{\sqrt{1 + (2,5) C_t \frac{T_u}{V_u}}} \dots\dots\dots (\text{SKSNI psl 3.4.3-1.5})$$

- Besarnya V_s bila digunakan tulangan geser yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur adalah :

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots\dots\dots (\text{SKSNI psl. 3.4.5-6.2})$$

dimana : A_v = luas tulangan geser dalam jarak s .

- Perencanaan untuk geser dapat dibagi dalam 5 kategori sebagai berikut :

1. Bila $V_u < 1/2 \cdot \phi \cdot V_c$ maka tulangan geser tidak diperlukan dan hanya dipasang praktis (SKSNI)
2. Bila $1/2 \cdot \phi \cdot V_u < V_u < \phi V_c$, maka hanya dipasang tulangan geser minimum saja.

$$A_v = \frac{b_w S}{3 f_y} \dots\dots\dots (\text{SKSNI psl 3.4.5.5.3})$$

$$\text{dan } s_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm} \dots\dots\dots (\text{SKSNI psl 3.4.5.4.1})$$

3. Bila $\phi \cdot V_c < V_u \leq (\phi \cdot V_c + \phi V_s \text{ min})$, dimana :

$\phi V_s \text{ min} = \phi \frac{1}{3} b_w \cdot c$, dan persyaratan tulangan geser seperti persyaratan pada nomer 2.

4. $[\phi V_s + \phi V_s \text{ min}] < V_u \leq [\phi V_c + \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w \cdot d]$

$$\text{pasang tulangan } \phi A_v = \frac{\phi V_s S}{f_y d}, \text{ dimana : } \phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$\text{dan } s \leq \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm}$$

5. $[\phi V_c + \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w \cdot d] < V_u \leq [\phi V_c + \phi \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w \cdot d]$

$$\text{pasang tulangan } \phi A_v = \frac{\phi V_s S}{f_y d}, \text{ dimana : } \phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$\text{dan } s \leq \frac{d}{4} \leq 400 \text{ mm}$$

➤ Tulangan Torsi Minimum

Pada perencanaan balok anak interior, torsi relatif kecil sehingga tulangan torsi hanya dipasang minimum dengan :

Tulangan Melintang

$$A_v + 2 A_t = \frac{b_w S}{3 f_y} \dots\dots\dots (\text{SKSNI'91 psl 3.4.5.5})$$

A_v harus dianggap sama dengan 0 (nol) karena tulangan geser dihitung secara tersendiri, sehingga rumus diatas menjadi :

$$2 A_t = \frac{b_w s}{3 f_y}$$

dimana A_t merupakan luas satu kaki sengkang tertutup dalam daerah sejarak s yang menahan torsi.

Tulangan ini dapat diabaikan bila perhitungan luas tulangan geser lebih besar atau sama dengan luas tulangan geser minimum.

Tulangan Memanjang (Longitudinal)

$$A_l = 2 \frac{d}{s} (X_1 + Y_1) \dots (\text{SKSNI '91 psl 3.4.6.9})$$

Dengan mensubstitusikan $2 A_t = b_w s / 3 f_y$ ke dalam persamaan diatas maka didapat :

$$A_l = \frac{b_w}{3 f_y} (X_1 + Y_1)$$

dimana :

- X_1 = jarak pusat ke pusat terpendek dari suatu sengkang tertutup.
- Y_1 = jarak pusat ke pusat terpanjang dari suatu sengkang tertutup.

Tulangan longitudinal ini dikombinasikan dengan tulangan memanjang lainnya.

➤ Contoh Perhitungan Balok Anak

Sebagai contoh diambil balok anak lantai 10 as 1', 2', 3'.

Perencanaan Umum Balok

- Tinggi balok (h) = 50 cm.
- Lebar balok (b) = 30 cm.
- Bentang (Lu) = 800 cm.
- Beton decking = 40 mm.
- Tulangan utama = D 25
- Sengkang = ϕ 10
- Mutu beton (f_c') = 24,61 MPa
- Mutu baja (f_y) = 320 MPa

Perhitungan ρ maks dan ρ min

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 24,61 \cdot 0,85}{320} \frac{600}{600 + 320} \\ &= 0,036238\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,036238 \\ &= 0,027179\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{320}\end{aligned}$$

$$= 0,004375$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'}$$

$$= \frac{320}{0,85 \cdot 24,61}$$

$$= 15,297$$

➤ Perhitungan Penulangan Lentur Balok Anak

a. Pada Tumpuan

$$\begin{aligned} M_u &= -1/10 \cdot q_u \cdot L_n^2 = -28400,6250 \text{ kgm} \\ &= 284006250 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{(1 - \delta) M_u}{\phi b d^2} = \frac{(1 - 0,5) \times 284006250}{0,8 \times 300 \times 437,5^2} \\ &= 3,091 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \delta &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_y}} \right] \\ &= \frac{0,85 \cdot 24,61}{320} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,091}{320}} \right] \\ &= 0,010503 \end{aligned}$$

❖ rasio tulangan tekan :

$$\begin{aligned} \rho' &= \frac{\delta M_u}{\phi f_y (d - d') b d} \\ &= \frac{0,5 \times 284006250}{0,8 \times 320 \times (437,5 - 62,5) \times 300 \times 437,5} \\ &= 0,01127 \end{aligned}$$

❖ rasio tulangan tarik

$$\rho = \rho \delta + \rho'$$

$$= 0,02177 > \rho_{min} = 0,004375$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,02177 \times 300 \times 437,5$$

$$= 2857,7 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = \rho' \cdot b \cdot d$$

$$= 0,01127 \times 300 \times 437,5$$

$$= 1479,2 \text{ mm}^2$$

Dipakai : tulangan atas 7 D 25 ($A_s = 343601 \text{ mm}^2$)

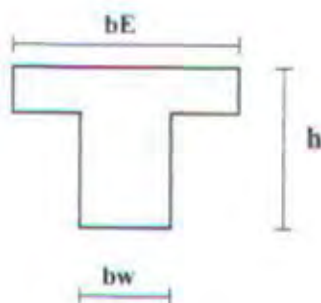
tulangan bawah 4 D 25 ($A_s' = 1963,5 \text{ mm}^2$)

b. Pada Lapangan

$$M_u = 1/14 \cdot q_u \cdot L_n^2 = 1/14 \cdot 5049 \cdot 7,5^2 = 20286,1607 \text{ kgm}$$

$$= 202861607 \text{ Nmm}$$

Kontrol Balok T :



$$- bE = L / 4$$

$$= 800 / 4 = 200 \text{ cm.} \rightarrow \text{dipakai}$$

$$- bE = bw + 16 t$$

$$= 30 + 16 \times 14 = 254 \text{ cm.}$$

$$b_E = b_w + L_n$$

$$= 30 + (400 - 30) = 400 \text{ cm}$$

$$R_n = \frac{20286160}{0,8 \times 2000 \times 437,5^2} = 0,662$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot 24,61}{320} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,662}{0,85 \cdot 24,61}} \right] = 0,002103 < \rho_{\min} = 0,004375$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 f_c'}$$

$$= \frac{0,004375 \cdot 437,5 \cdot 320}{0,85 \cdot 24,61}$$

$$= 29,28 \text{ mm} < t = 140 \text{ mm}$$

Penulangan seperti balok persegi

➤ Tulangan lapangan bawah

$$A_s = 0,004375 \cdot 300 \cdot 437,5 = 574,2 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 4 D25 ($A_s \text{ ada} = 1963,5 \text{ mm}^2$)

➤ Tulangan lapangan atas

$$A_s' = 0,5 \times 574,2 = 287 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 2 D125 ($A_s \text{ ada} = 981,7 \text{ mm}^2$)

❖ Perhitungan Tulangan Geser

➤ SKSNI

1. $V_u < \frac{1}{2} \Phi V_c$ tidak perlu tulangan geser.
2. $\frac{1}{2} \Phi V_c < V_u < \Phi V_c$ tulangan geser minimum
3. $\Phi V_c < V_u < (\Phi V_c + \Phi V_s \text{ min})$ tulangan geser
4. $(\Phi V_c + \Phi V_s \text{ min}) < V_u < (\Phi V_c + \Phi \cdot \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$

$$\Phi_{vc} = \frac{\phi V_s S}{f_y d}, \text{ dimana : } \Phi_{vs} = V_u - \Phi_{vc}$$

$$S \leq d \leq 600 \text{ mm}$$

$$5. (\Phi_{vc} + \Phi \cdot 1/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot bw \cdot d < V_u < (\Phi_{vc} + \Phi 2/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot bw \cdot d)$$

$$S \leq d/4 \leq 300 \text{ mm}$$

➤ Balok anak as 2', 3', 4'

- $V_u \text{ tumpuan} = 217738 \text{ N}$
- Tulangan geser = $\phi 10$
- $A_v \text{ ada} = 2 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 = 157 \text{ mm}^2$

$$X = bw/2 + d = 300/2 + 437,5 = 587,5$$

$$V_{ux} = V_u \text{ tump} \cdot (1 - \frac{x}{\frac{8000}{2}}) = 217738 (1 - \frac{587,5}{\frac{8000}{2}}) = 185757 \text{ N}$$

➤ Sumbangan kekuatan geser beton

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot bw \cdot d$$

$$= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24,6} \times 300 \times 437,5$$

$$= 65111 \text{ N} < V_u$$

$$\phi V_s \text{ min} = \phi \cdot \frac{1}{3} \cdot bw \cdot d = 0,6 \cdot \frac{1}{3} \cdot 300 \cdot 437,5 = 26250 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi V_{s \text{ min}} = 65111 + 26250 = 91361 \text{ N} < V_u$$

$$\phi \cdot \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot bw \cdot d = 0,6 \cdot \frac{1}{3} \cdot \sqrt{24,61} \cdot 300 \cdot 437,5 = 130222 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot bw \cdot d = 65111 + 130222 = 195333 \text{ N} > V_u$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 185757 - 65111 = 120647 \text{ N}$$

geser masuk kategori 4.

Tulangan geser dipasang dari tumpuan sampai $V = \phi V_c$ yaitu pada jarak

$$= (1 - V/V_{ut}) L/2 = (1 - 65111/217738)800/2$$

$$= 280,4 \text{ cm (dari as tumpun)}$$

a. Tulangan dipasang sejarak

$$S = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{\phi \cdot V_s} = \frac{0,6 \times 157 \times 320 \times 437,5}{115203}$$

$$= 114,5 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai } \phi 10 - 100 \leq S_{\max} = 437,5/2$$

$$\leq 600 \text{ mm}$$

Tulangan geser minimum dipasang sampai $V = 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$ yaitu pada

$$\text{jarak} = \left(1 - \frac{32555}{217738}\right) \cdot \frac{800}{2}$$

$$= 340 \text{ cm (dari as tumpuan)}$$

$$\text{b. } S = \frac{3 \cdot v \cdot f_y}{2b_w} = \frac{3 \cdot 157 \cdot 320}{300}$$

$$= 502,4 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai } \phi 10 - 200 \leq S_{\max} = 437,5/2$$

$$\leq 600 \text{ mm}$$

♦ Penulangan Torsi Minimum

$$A_{v \min} = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y}$$

$$= \frac{300 \times 100}{3 \times 320}$$

$$= 31,25 \text{ mm}^2$$

$$A_v \text{ ada} = 157,1 \text{ mm}^2 > A_{v \min}$$

Jadi tulangan melintang torsi dapat diabaikan

Tulangan Memanjang (Longitudinal)

$$X1 = 300 - 2 \cdot 40 - 10 = 210 \text{ mm}$$

$$Y1 = 500 - 2 \cdot 40 - 10 = 410 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A1 &= \frac{bw}{3 \cdot f_y} (X1 + Y1) \\ &= \frac{300}{3 \times 320} (210 + 410) \\ &= 193,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan longitudinal ini disebarkan pada ketiga bagian penampang balok yaitu pada tulangan atas, tulangan tengah dan tulangan bawah dan ditambahkan pada tulangan akibat lentur.

$$\begin{aligned} \text{Masing-masing sisi dipasang } \frac{1}{3} A1 &= \frac{1}{3} \times 193,75 \\ &= 64,58 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Desain Akhir Balok Anak

♦ Tulangan Atas

$$\begin{aligned} \text{As total} &= \text{As lentur} + A1 \\ &= 2857,7 + 64,58 \\ &= 2922,28 \end{aligned}$$

Dipasang Tulangan 7 D 25 (As ada = 3436,1 mm²)

♦ Tulangan Tengah

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= A1 \\ &= 64,58 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang Tulangan Praktis 2 D12 (As ada = 226 mm²)



♦ Tulangan Bawah

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \text{As lentur} + \text{A1} \\ &= 1479,2 + 64,58 = 1543,78 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang Tulangan 4 D 25 (As ada = 1963,5 mm²)

5.3.3. Kontrol Lendutan

Tabel 3.2.5(a) SKSNI-T-15-1991-03 menyajikan batasan-batasan tebal minimum dengan berbagai kondisi perletakan, dimana bila tebal balok lebih besar dari pada tabel minimum seperti yang disyaratkan tersebut, maka lendutan tidak perlu dihitung.

Syarat tebal minimum untuk balok atau pelat satu arah menurut SKSNI-1991 tabel 3.2.5(a) adalah sebagai berikut :

a. Balok diatas dua tumpuan :

$$h_{\min} = \frac{L_u}{16} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad \text{dimana : } f_y \text{ dalam MPa}$$

b. Balok dengan satu ujung menerus :

$$h_{\min} = \frac{L_u}{18,5} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad \text{dimana : } f_y \text{ dalam MPa}$$

c. Balok dengan ujung menerus dikedua tepinya :

$$h_{\min} = \frac{L_u}{21} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad \text{dimana: } f_y \text{ dalam MPa}$$

Dari desain awal untuk balok anak, tinggi balok (h) diambil sekitar 1/16 Lu, sehingga praktis lendutan tidak perlu dihitung karena tinggi balok yang ada lebih besar dari tinggi minimum balok sebagai syarat kontrol lendutan.

5.3.4. Kontrol Terhadap Retak

Bila tegangan leleh rancang f_y untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen negatif dan positif maksimum harus diproporsikan sedemikian sehingga nilai z yang diberikan oleh :

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c \cdot A} \quad \dots\dots\dots (\text{SKSNI pasal 3.3-4})$$

Dan tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan dan 25 MN/m untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar, dimana nilai f_s tidak boleh diambil sebesar 60 % dari kekuatan leleh yang disyaratkan ($f_s = 0,6 f_y$).

♦ Balok dalam ruangan

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c \cdot A}$$

dimana :

$$f_s = 0,6 \cdot f_y$$

$$= 0,6 \times 320$$

$$= 192 \text{ MPa}$$

$$d_c = 40 + 10 + 0,5 \times 25 = 62,5 \text{ mm}$$

$$A = 2 \cdot d_c \cdot b_w / \text{jumlah tulangan}$$

$$= 2 \times 62,5 \times \frac{300}{4}$$

$$= 9375 \text{ mm}^2$$

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c \cdot A}$$

$$= 192 \times \sqrt[3]{62,5 \times 9375}$$

$$= 16066,4 \text{ N/mm} = 16,066 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \dots (\text{OK})$$

Jadi retak pada beton tidak perlu diperiksa.

5.3.5. Perhitungan Panjang Penyaluran

Penulangan memanjang dan penulangan geser sepanjang balok tidak akan berfungsi jika tidak terjadi kerja sama antara baja tulangan dan beton. Tulangan dapat dianggap berperan dalam suatu struktur beton bertulang jika terjadi aksi lekatan antara baja tulangan dan beton disekelilingnya.

Lekatan antara baja tulangan dan beton ini harus cukup untuk mengembangkan kapasitas tarik atau kapasitas tekan dari baja tulangan hingga mencapai tegangan lelehnya tanpa terjadinya slip. Apabila terjadi slip dibawah beban kerja, maka keruntuhan struktur dapat terjadi.

Untuk menjamin bahwa tidak akan terjadi slip antara beton dan baja tulangan, maka dibutuhkan suatu panjang penanaman tertentu yang dikenal dengan nama panjang penyaluran.

Syarat-syarat tentang panjang penyaluran dan penyambungan tulangan diatur dalam SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.5.

a. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik

Panjang penyaluran dasar tulangan tarik untuk baja tulangan D 25 adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} L_{db} &= 0,02 \cdot A_b \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} && \text{(SKSNI pasal 3.5.2.2)} \\ &= 0,02 \times 491 \times \frac{320}{\sqrt{24,61}} \end{aligned}$$

$$= 633,4 \text{ mm} \dots\dots (\text{menentukan})$$

atau

$$\begin{aligned} Ldb &= 0,06 \cdot db \cdot f_y \\ &= 0,06 \times 25 \times 320 \\ &= 480 \text{ mm} \end{aligned}$$

Akibat top bat effect (tulangan atas) :

$$\begin{aligned} Ldb &= 1,4 \times ldb \\ &= 1,4 \times 633,4 = 886,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

c. Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik

Panjang penyaluran dasar kait standar (hook) dari tulangan D 19 adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Lhb &= 100 \cdot \frac{db}{\sqrt{f_c}} \dots\dots\dots (\text{SKSNI pasal 3.5.5.2}) \\ &= 100 \times \frac{25}{\sqrt{24,61}} \\ &= 503,9 \text{ mm} \dots\dots\dots (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

atau

$$Lhb = 8 \cdot db = 8 \cdot 25 = 200 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran hook :

$$\begin{aligned} Ldh &= Lhb \cdot \left(\frac{f_y}{400} \right) \cdot (0,7) \\ &= 503,9 \times \left(\frac{320}{400} \right) \times (0,7) \\ &= 282,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

d. Panjang Penyaluran Dari Tulangan Momen Positif

Paling sedikit sepertinya dari tulangan momen positif pada komponen struktur yang tertumpu pada dua tumpuan dan seperempat dari tulangan momen positif pada komponen struktur yang menerus harus diterima ke dalam tumpuan paling sedikit sepanjang (menurut SKSNI) :

- 150 mm = 15 cm
- d = 537,5 mm (menentukan)
- 12 . db = 12 x 25
= 300 mm

e. Panjang Penyaluran Dari Tulangan Momen Negatif

Sepertiga dari tulangan tarik pada momen negatif diteruskan pada jarak terbesar antara (SKSNI pasal 3.5.12) :

- d = 537,5 mm (menentukan)
- 12 . db = 12 x 25
= 300 mm
- $\frac{L_n}{16} = \frac{7400}{16}$
= 462,5 mm



BAB 5

ANALISA STRUKTUR UTAMA

BAB V ANALISA STRUKTUR UTAMA

Struktur utama dari gedung ini dianalisa sebagai bentuk open frame yang meliputi balok-balok induk dan kolom-kolom sebagai elemen utama yang direncanakan akan menerima beban gravitasi dan beban lateral akibat gempa.

Gaya - gaya dalam dari struktur utama gedung ini diperoleh dengan menganalisa secara dinamis dengan bantuan program bantu SAP 90 versi 5.20. Segala sesuatu yang berhubungan dengan program bantu SAP 90 akan diuraikan lebih lanjut dibawah ini. Referensi yang digunakan adalah " *SAP 90, A Series of Computer Programs for the Statics and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Users Manual* " by Edward L. Wilson and Ashraf Habibullah, July 1989.

5.1. DATA SATUAN DAN MATERIAL

Seluruh satuan yang dipakai dalam analisa struktur utama ini adalah:

- dimensi gaya : Ton
- dimensi panjang : M
- dimensi waktu : detik

Material yang dipakai dalam analisa struktur utmam gedung ini adalah :

- Jenis bahan : Beton Bertulang
- Berat volume : 2400 Kg/m^3
- Mutu beton kolom : $f_c' = 24,61 \text{ Mpa}$.
- Mutu beton balok : $f_c' = 24,61 \text{ Mpa}$.
- Mutu tulangan kolom: $f_y = 320 \text{ Mpa}$.
- Mutu tulangan balok: $f_y = 320 \text{ Mpa}$.

5.2. PEMBEBANAN STRUKTUR UTAMA

Kombinasi pembebanan yang dipergunakan dalam struktur utama didasarkan pada SKSNI '91 pasal 3.2.2 yaitu :

1. Kuat perlu (U) yang menahan beban mati D dan beban hidup L paling tidak harus sama dengan :

$$U = 1,2 D + 1,6 L \quad (\text{SKSNI '91 psl 3.2-1})$$

2. Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa (E) harus diperhitungkan dalam perencanaan , maka nilai U diambil sebesar :

$$U = 1,05 (D + L_r + E) \quad (\text{SKSNI '91 psl 3.2-4a})$$

dimana

- D adalah beban mati yang terdiri dari beban mati pelat dan balok anak
- L adalah beban hidup yang terdiri dari beban hidup pelat
- L_r adalah beban hidup yang telah direduksi sesuai dengan persyaratan PPIUG '83 tabel 3.3 yang menyebutkan bahwa untuk peninjauan gempa maka beban hidup untuk gedung parkir boleh direduksi dengan koefisien reduksi 0,5.
- E adalah beban gempa yang harus dikalikan dengan faktor jenis struktur (K) yang sesuai. Untuk tingkat daktilitas tiga, nilai $K = 1$.

5.3. PEMODELAN STRUKTUR

Struktur utama dari gedung ini dimodelkan sebagai portal terbuka (open frame) dengan perletakan jepit pada dasar kolom.

Struktur utama dianalisa secara tiga dimensi dengan analisa dinamis dengan kombinasi pembebanan yang disyaratkan dalam SKSNI '91.

Untuk menyalurkan gaya lateral ke kolom - kolom , maka lantai dianggap sebagai diafragma yang kaku (rigid floor diaphragma). Jadi seluruh joint (pertemuan elemen-elemen frame) dalam satu bidang lantai dianggap tidak dapat bergerak relatif satu terhadap lainnya.

Displacement dari joint - joint tersebut (dependent joints) bergantung pada displacement dari Master Joint , yaitu suatu joint yang menggambarkan atau mewakili tingkah laku suatu diafragma dimana letak Master Joint ini ditentukan berdasarkan perhitungan pusat massa dari tiap-tiap lantai.

5.4. INPUT DATA SAP 90

Berikut ini akan dijelaskan secara singkat mengenai input data struktur utama yang dibuat berdasarkan buku petunjuk (User Manual) dan program hasil perencanaan dari gedung ini dengan bantuan SAP 90 yang berhubungan dengan analisa struktur ini.

a. TITLE LINE

Berisi satu baris kalimat maksimal 80 karakter sebagai identifikasi dari input data SAP 90.

b. SYSTEM Data Block

Block data ini menjelaskan tentang kontrol informasi yang berhubungan dengan struktur yang akan dianalisa .

L : menyatakan jumlah Load Condition

V : menyatakan jumlah Eigen Value, yaitu jumlah dari mode shape yang akan dihitung pada analisa eigen value dan kemudian dimasukkan ke analisa ragam spektrum

T : menyatakan toleransi konvergen dari eigen analysis default

$$T=0.0001$$

PPTGIUG 1983 menyatakan bahwa jumlah mode shape tidak perlu diambil lebih dari jumlah lantai dikurangi satu. Berdasarkan uraian tersebut diatas maka nilai eigen value (V) pada analisa ini diambil sebesar 10. Jadi kita akan mendapatkan 10 buah mode shape yang berbeda.

c. JOINTS Data Block

Memuat informasi tentang letak koordinat titik-titik pada struktur dalam sumbu global X , Y , Z . Pendefinisian joints ini bertujuan untuk membuat geometri dari struktur yang akan dianalisa.

d. RESTRAINTS Data Block

Memuat informasi mengenai derajat kebebasan (DOF) tiap-tiap joints apakah dilepas (0) atau dikekang (1).

- Perletakan jepit $R = 1,1,1,1,1,1$

- Dependent joint $R = 1,1,0,0,0,1$

- Master Joints $R = 0,0,1,1,1,0$

e. MASSES Data Block

Memuat informasi mengenai massa dan momen inersia massa (MMI) dari tiap-tiap lantai yang dinyatakan dalam bentuk

$$M = m_x, m_y, m_z, m_{rx}, m_{ry}, m_{rz}$$

Momen inersia massa tiap lantai dapat dihitung dengan rumus :

$$MMI = \frac{M}{12} (b^2 + d^2) + M D^2$$

dimana :

- M = Massa total dari segmen yang ditinjau
- b = lebar dari tiap segmen yang ditinjau
- d = panjang dari tiap segmen yang ditinjau
- D = jarak dari titik pusat segmen yang ditinjau terhadap titik pusat total segmen

Langkah-langkah perhitungan untuk mendapatkan massa, pusat massa, dan massa momen inersia dari tiap-tiap lantai adalah sebagai berikut :

- Hitung massa total dari tiap-tiap lantai yang meliputi massa pelat, balok, kolom, beban tembok, dan beban-beban lainnya yang berhubungan (satuan ton).
- Hitung letak titik pusat massa, dengan cara mengambil suatu titik referensi, kemudian baru dihitung statis momen terhadap titik referensi tersebut.

- Bagi statis momen tersebut dengan massa total dari lantai tersebut, sekarang kita telah mendapatkan letak pusat massa dari lantai tersebut.
- Hitung momen inersia massa dari setiap elemen - elemen lantai tersebut terhadap titik pusat massa dengan rumus yang tertulis di atas.

f. FRAME Data Block

Memuat informasi mengenai data-data dari elemen-elemen batang (frame) tiga dimensi pada struktur yang dianalisa meliputi lokasi, property, dan beban yang bekerja pada setiap elemen.

NM : Number of Material, menyatakan jumlah material yang digunakan dalam analisa struktur

NL : Number of Load Identification, menyatakan jumlah macam beban yang ada pada struktur

Penulisan macam pembebanan dibedakan antara beban mati dan beban hidup yang nantinya akan dikombinasikan dalam COMBO Block Data.

g. SPEC Data Block

Memuat informasi mengenai data - data yang berhubungan dengan analisa dinamis yang menggunakan analisa respons spektrum.

A = Sudut eksitasi (satuan derajat)

= 73.3 yaitu 100 % arah sumbu global y dan 30 % arah sumbu global x

= 16.7 yaitu 30 % arah sumbu global y dan 100 % arah sumbu global x

S = Faktor skala respons spectrum

= 9.81 m/s^2

D = Damping ratio

= 5 % = 0.05 (untuk gedung beton bertulang)

Untuk data respons spectrum pada zone 3 tanah lunak, diambil dari PPTGIUG '83 .

h. COMBO Data Block

Memuat informasi mengenai kombinasi pembebanan yang digunakan pada analisa struktur utama, yang didasarkan pada SKSNI '91 pasal 3.2.2 :

1. 1.2 DL + 1.6 LL

(akibat beban mati dan beban hidup)

2. 1.05 (DL + LL + E)

(akibat beban mati + beban hidup + gempa)

3. D = 1.05

(akibat beban gempa saja)

Input data struktur utama dan hasil plot dari gedung ini dapat dilihat pada akhir bab ini. Sehubungan hasil dari output dari struktur utama yang terlalu banyak sehingga tidak dilampirkan, tetapi hasil outputnya langsung dimasukkan dalam tabel perhitungan balok induk dan kolom.

```

ANALISA GEDUNG PARKIR 11 LANTAI      [Ton-M]
C ANDI.P [3190100058]
SYSTEM
I=3 V=10 T=0.0001
:
JOINTS
C LANTAI DASAR [+0.00]
1      X=0      Y=0      Z=+0.00
7      X=48     Y=0      G=1 7 1
31     X=0      Y=24     G=1 31 10      F=1 6 3 1 10
C LANTAI 1 [+3.60]
101    X=0      Y=0      Z=+3.60
103    X=16     Y=0      G=101 103 1
111    X=0      Y=8      G=111 113 1
113    X=16     Y=8      G=111 113 1
114    X=24     Y=12     G=114 117 1
117    X=48     Y=12     G=114 117 1
121    X=0      Y=16     G=121 127 1
127    X=48     Y=16     G=121 127 1
131    X=0      Y=24     G=131 137 1
137    X=48     Y=24     G=131 137 1
141    X=0      Y=-4      G=141 143 1
143    X=16     Y=-4      G=141 143 1
171    X=0      Y=28     G=171 177 1
177    X=48     Y=28     G=171 177 1
108    X=8      Y=4
C LANTAI 2A [+5.10]
203    X=16     Y=0      Z=+5.10
207    X=48     Y=0      G=203 207 1
208    X=16     Y=4      G=213 217 1
213    X=16     Y=8      G=213 217 1
217    X=48     Y=8      G=213 217 1
243    X=16     Y=-4      G=243 247 1
247    X=48     Y=-4      G=243 247 1
253    X=16     Y=12     G=254 257 1
254    X=24     Y=12     G=254 257 1
257    X=48     Y=12     G=254 257 1
284    X=29     Y=8
286    X=45
C LANTAI 2B [+6.60]
221    X=0      Y=16     Z=+6.60
227    X=48     Y=16     G=221 227 1
231    X=0      Y=24     F=221 6 1 1 10
261    X=0      Y=12     G=261 267 1
267    X=48     Y=12     F=261 6 1 1 10
271    X=0      Y=28     G=261 267 1
291    X=3      Y=16
294    X=29     Y=8
295    X=35
296    X=45
C LANTAI 3A [-8.10]
301    X=0      Y=0      Z=-8.10
307    X=48     Y=0      G=301 307 1
311    X=0      Y=8      F=301 6 1 1 10
341    X=0      Y=-4      G=341 347 1
347    X=48     Y=-4      F=341 6 1 1 10
351    X=0      Y=12     G=341 347 1
381    X=3      Y=8
382    X=13
385    X=35
386    X=45
C LANTAI 3B [+9.60]
321    X=0      Y=16     Z=+9.60
327    X=48     Y=16     G=321 327 1
331    X=0      Y=24     F=321 6 1 1 10
361    X=0      Y=12     G=361 367 1
367    X=48     Y=12     F=361 6 1 1 10
371    X=0      Y=28     G=361 367 1

```



```

391      X=3      Y=16
392      X=13
395      X=35
396      X=45
C  LANTAI 4A  [+11.10]
401      X=0      Y=0      Z=+11.10
407      X=48      G=401 407 1
411      X=0      Y=8      F=401 6 1 1 10
441      X=0      Y=-4
447      X=48      G=441 447 1
451      X=0      Y=12      F=441 6 1 1 10
461      X=3      Y=8
482      X=13
485      X=35
486      X=45
C  LANTAI 4B  [+12.60]
421      X=0      Y=16      Z=+12.60
427      X=48      G=421 427 1
431      X=0      Y=24      F=421 6 1 1 10
461      X=0      Y=12
467      X=48      G=461 467 1
471      X=0      Y=28      F=461 6 1 1 10
491      X=3      Y=16
492      X=13
495      X=35
496      X=45
C  LANTAI 5A  [+14.10]
501      X=0      Y=0      Z=+14.10
507      X=48      G=501 507 1
511      X=0      Y=8      F=501 6 1 1 10
541      X=0      Y=-4
547      X=48      G=541 547 1
551      X=0      Y=12      F=541 6 1 1 10
581      X=3      Y=8
582      X=13
585      X=35
586      X=45
C  LANTAI 5B  [+15.60]
521      X=0      Y=16      Z=+15.60
527      X=48      G=521 527 1
531      X=0      Y=24      F=521 6 1 1 10
561      X=0      Y=12
567      X=48      G=561 567 1
571      X=0      Y=28      F=561 6 1 1 10
591      X=3      Y=16
592      X=13
595      X=35
596      X=45
C  LANTAI 6A  [+17.10]
601      X=0      Y=0      Z=+17.10
607      X=48      G=601 607 1
611      X=0      Y=8      F=601 6 1 1 10
641      X=0      Y=-4
647      X=48      G=641 647 1
651      X=0      Y=12      F=641 6 1 1 10
661      X=3      Y=8
682      X=13
685      X=35
686      X=45
C  LANTAI 6B  [+18.60]
621      X=0      Y=16      Z=+18.60
627      X=48      G=621 627 1
631      X=0      Y=24      F=621 6 1 1 10
661      X=0      Y=12
667      X=48      G=661 667 1
671      X=0      Y=28      F=661 6 1 1 10
691      X=3      Y=16
692      X=13

```

```

698      X=35
696      X=45
C LANTAI 7A [+20.10]
701      X=0      Y=0      Z=+20.10
707      X=48      G=701 707 1
711      X=0      Y=8      F=701 6 1 1 10
741      X=0      Y=-4
747      X=48      G=741 747 1
751      X=0      Y=12      F=741 6 1 1 10
781      X=3      Y=8
792      X=13
785      X=35
786      X=45
C LANTAI 7B [+21.60]
721      X=0      Y=16      Z=+21.60
727      X=48      G=721 727 1
731      X=0      Y=24      F=721 6 1 1 10
761      X=0      Y=12
767      X=48      G=761 767 1
771      X=0      Y=28      F=761 6 1 1 10
791      X=3      Y=16
792      X=13
795      X=35
796      X=45
C LANTAI 8A [+23.10]
801      X=0      Y=0      Z=+23.10
807      X=48      G=801 807 1
811      X=0      Y=8      F=801 6 1 1 10
841      X=0      Y=-4
847      X=48      G=841 847 1
851      X=0      Y=12      F=841 6 1 1 10
881      X=3      Y=8
892      X=13
885      X=35
886      X=45
C LANTAI 8B [+24.60]
821      X=0      Y=16      Z=+24.60
827      X=48      G=821 827 1
831      X=0      Y=24      F=821 6 1 1 10
861      X=0      Y=12
867      X=48      G=861 867 1
871      X=0      Y=28      F=861 6 1 1 10
891      X=3      Y=16
892      X=13
895      X=35
896      X=45
C LANTAI 9A [+26.10]
901      X=0      Y=0      Z=+26.10
907      X=48      G=901 907 1
911      X=0      Y=8      F=901 6 1 1 10
941      X=0      Y=-4
947      X=48      G=941 947 1
951      X=0      Y=12      F=941 6 1 1 10
981      X=3      Y=8
982      X=13
985      X=35
986      X=45
C LANTAI 9B [+27.60]
921      X=0      Y=16      Z=+27.60
927      X=48      G=921 927 1
931      X=0      Y=24      F=921 6 1 1 10
961      X=0      Y=12
967      X=48      G=961 967 1
971      X=0      Y=28      F=961 6 1 1 10
991      X=3      Y=16
992      X=13
995      X=35
996      X=45

```

```

C LANTAI 10 [+30.60]
1001 X=0 Y=0 Z=30.60
1007 X=48
1031 X=0 Y=24
1037 X=48 Q=1001,1007,1031,1037,1,10
1041 X=0 Y=-4
1047 X=48 G=1041 1047 1
1051 X=0 Y=28 F=1041 6 1 1 10
C LANTAI 11 [+36.60]
1101 X=0 Y=0 Z=-36.60
1107 X=48
1131 X=0 Y=24
1137 X=48 Q=1101,1107,1131,1137,1,10
1141 X=0 Y=-4
1147 X=48 G=1141 1147 1
1151 X=0 Y=28 F=1141 6 1 1 10
C MASTER JOINT
2100 X=22.19 Y=18.11 Z=3.60
2200 X=33.23 Y= 3.82 Z=5.10
2300 X=23.29 Y=20.50 Z=6.60
2400 X=24.14 Y= 3.62 Z=8.10
2500 X=23.77 Y=20.28 Z=9.60
2600 X=24.14 Y= 3.62 Z=11.10
2700 X=23.77 Y=20.28 Z=12.60
2800 X=24.14 Y= 3.62 Z=14.10
2900 X=23.77 Y=20.28 Z=15.60
3000 X=24.14 Y= 3.62 Z=17.10
3100 X=23.77 Y=20.28 Z=18.60
3200 X=24.14 Y= 3.62 Z=20.10
3300 X=23.77 Y=20.28 Z=21.60
3400 X=24.14 Y= 3.62 Z=23.10
3500 X=23.77 Y=20.28 Z=24.60
3600 X=24.14 Y= 3.62 Z=26.10
3700 X=23.77 Y=20.28 Z=27.60
3800 X=24.00 Y=11.82 Z=30.60
3900 X=24.00 Y=12.00 Z=36.60
:
RESTRAINTS
1 1151 1 R=1 1 0 0 0 1
1 37 1 R=1 1 1 1 1 1
2100 3900 100 R=0 0 1 1 1 0
:
MASSES
2100 2100 0 M=169.7380 169.7380 0 0 0 48563.1682 : LANTAI 1
2200 2200 0 M= 61.8156 61.8156 0 0 0 5558.7134 : LANTAI 2A
2300 2300 0 M= 80.8387 80.8387 0 0 0 13043.4642 : LANTAI 2B
2400 3600 200 M= 84.1227 84.1227 0 0 0 12661.0323 : LANTAI 3A s/d
9A
2500 3700 200 M= 82.9367 82.9367 0 0 0 12343.9405 : LANTAI 3B s/d
9B
3800 3800 0 M=180.8537 180.8537 0 0 0 40345.3621 : LANTAI 10
3900 3900 0 M=131.1148 131.1148 0 0 0 42610.2981 : LANTAI 11
:
FRAME
NM=3 NL=42 Z=-1 NSEC=5
C MATERIAL
1 B=0.50 D=0.70 E=2.3316E6 W=2.4*0.50*0.70 : BALOK MELINTANG
2 B=0.40 D=0.60 E=2.3316E6 W=2.4*0.40*0.60 : BALOK MEMANJANG
3 B=0.90 D=0.90 E=2.3316E6 W=2.4*0.90*0.90 : KOLOM 1-11
C LOADING
C LANTAI 1-9
1 WG=0 0 -1.2994 : DL (TRAP+DINDING)
2 WG=0 0 -1.5987 : DL (2 X TRAPESIUM)
3 WG=0 0 -1.5260 : DL (TRAP+SEGITIGA RAMP)
4 WG=0 0 -1.2354 : DL (TRAP+SEGITIGA E)
5 WG=0 0 -0.8813 : DL (SEGITIGA+DINDING)
6 WG=0 0 -0.7360 PLD=4,- 8.4108,0 : DL (DUA SEGITIGA+DINDING)
7 WG=0 0 -0.8314 : DL (TRAP E+DINDING)

```



```

8  WG=0 0 -1.1626 : DL (2 X SEGITIGA)
9  WG=0 0 -0.8720 PLD=4,-16.8216,0: DL (2 X DUA SEGITIGA)
10 WG=0 0 -1.2480 : DL (TRAP RAMP+DINDING)
11 WG=0 0 -0.7334 : LL (TRAP+DINDING)
12 WG=0 0 -1.4667 : LL (2 X TRAPESIUM)
13 WG=0 0 -1.4000 : LL (TRAP+SEGITIGA RAMP)
14 WG=0 0 -1.1334 : LL (TRAP+SEGITIGA E)
15 WG=0 0 -0.5333 : LL (SEGITIGA+DINDING)
16 WG=0 0 -0.4000 PLD=4,- 5.8667,0: LL (DUA SEGITIGA+DINDING)
17 WG=0 0 -0.4675 : LL (TRAP E+DINDING)
18 WG=0 0 -1.0666 : LL (2 X SEGITIGA)
19 WG=0 0 -0.8000 PLD=4,-11.7334,0: LL (2 X DUA SEGITIGA)
20 WG=0 0 -0.8698 : LL (TRAP RAMP+DINDING)
C LANTAI 10
21 WG=0 0 -1.8920 : DL (2 X TRAPESIUM)
22 WG=0 0 -1.2660 PLD=4,- 9.5840,0: DL (DUA SEGI TIGA + DINDING)
23 WG=0 0 -1.4380 : DL (SEGI TIGA + DINDING)
24 WG=0 0 -1.3760 : DL (2 X SEGI TIGA)
25 WG=0 0 -1.0320 PLD=4,-19.1680,0: DL (2 X DUA SEGI TIGA)
26 WG=0 0 -1.4380 : DL (SEGI TIGA)
27 WG=0 0 -1.4667 : LL (2 X TRAPESIUM)
28 WG=0 0 -0.4000 PLD=4,- 5.8667,0: LL (DUA SEGI TIGA)
29 WG=0 0 -0.5333 : LL (SEGI TIGA)
30 WG=0 0 -1.0666 : LL (2 X SEGI TIGA)
31 WG=0 0 -0.8000 PLD=4,-11.7334,0: LL (2 X DUA SEGI TIGA)
C LANTAI 11
32 WG=0 0 -1.7786 : DL (2 X TRAPESIUM)
33 WG=0 0 -0.4640 PLD=4,- 9.1300,0: DL (DUA SEGI TIGA)
34 WG=0 0 -0.6187 : DL (SEGI TIGA)
35 WG=0 0 -1.2374 : DL (2 X SEGI TIGA)
36 WG=0 0 -0.9280 PLD=4,-18.2608,0: DL (2 X DUA SEGI TIGA)
37 WG=0 0 -0.6187 : DL (SEGI TIGA)
38 WG=0 0 -0.3667 : LL (2 X TRAPESIUM)
39 WG=0 0 -0.1000 PLD=4,- 1.4667,0: LL (DUA SEGI TIGA)
40 WG=0 0 -0.1333 : LL (SEGI TIGA)
41 WG=0 0 -0.2666 : LL (2 X SEGI TIGA)
42 WG=0 0 -0.2000 PLD=4,- 2.9334,0: LL (2 X DUA SEGI TIGA)
C
C STRUKTUR BALOK
C
C BALOK LANTAI 1
101 101 102 M=2 LP=-2 0 NSL=2 12 MS=2100 2100
102 102 103 NSL=2 12
111 111 112 NSL=2 12
112 112 113 NSL=1 11
121 121 122 NSL=2 12 G=5 1 1 1
131 131 132 NSL=2 12 G=5 1 1 1
141 101 111 M=1 LP=3 0 NSL=6 16
142 102 108 NSL=8 18 G=1 1 6 4
151 111 121 NSL=6 16
162 112 122 NSL=9 19
193 113 123 NSL=6 16
154 114 124 NSL=8 18 G=2 1 1 1
157 117 127 NSL=7 17
171 121 131 NSL=6 16 G=1 6 6 6
172 122 132 NSL=9 19 G=4 1 1 1
181 141 101 NSL=5 15 G=1 2 2 2
182 142 102 NSL=8 18
191 131 171 NSL=5 15 G=1 6 6 6
192 132 172 NSL=8 18 G=1 4 4 4
193 133 173 NSL=8 18 G=2 1 1 1
C LANTAI 2A
203 203 204 M=2 LP=-2 0 NSL=2 12 G=3 1 1 1 MS=2200 2200
213 213 214 NSL=2 12
214 214 284 NSL=3 13
215 284 215 NSL=4 14
216 215 216 NSL=2 12
217 216 286 NSL=3 13

```

218	286	217			NSL=4	14			
241	203	208	M=1	LP=3 0	NSL=3	18	G=1	1 5 5	
243	204	214			NSL=9	19	G=2	1 1 1	
246	207	217			NSL=6	16			
283	243	203			NSL=5	15	G=1	4 4 4	
284	244	204			NSL=4	18	G=2	1 1 1	
253	213	253			NSL=5	15			
254	214	254			NSL=8	18	G=1	1 1 1	
256	216	256			NSL=5	15			
257	217	257			NSL=5	15			
C LANTAI 2B									
221	221	291	M=2	LP=-2 0	NSL=4	14	G=1	6 4 4	MS=2300 2300
222	291	222			NSL=3	13	G=1	6 4 4	
223	222	223			NSL=2	12	G=1	1 1 1	
225	224	294			NSL=3	13	G=1	4 2 2	
226	294	225			NSL=4	14	G=1	4 2 2	
231	231	232			NSL=2	12	G=1	5 5 5	
232	232	233			NSL=2	12	G=3	1 1 1	
271	221	231	M=1	LP=3 0	NSL=6	16	G=1	6 6 6	
272	222	232			NSL=9	19	G=4	1 1 1	
261	261	221			NSL=7	17	G=1	6 6 6	
262	262	222			NSL=6	16	G=1	1 1 1	
264	264	224			NSL=8	18	G=1	1 1 1	
291	231	271			NSL=5	15	G=1	6 6 6	
292	232	272			NSL=8	18	G=1	4 4 4	
293	233	273			NSL=8	18	G=2	1 1 1	
C LANTAI 3A									
301	301	302	M=2	LP=-2 0	NSL=2	12	G=5	1 1 1	MS=2400 2400
311	311	381			NSL=4	14	G=1	6 4 4	
312	381	312			NSL=1	11	G=1	6 4 4	
313	312	382			NSL=3	13	G=1	6 4 4	
314	382	313			NSL=4	14	G=1	6 4 4	
315	313	314			NSL=2	12	G=1	1 1 1	
341	301	311	M=1	LP=3 0	NSL=6	16	G=1	6 6 6	
342	302	312			NSL=9	19	G=4	1 1 1	
381	341	301			NSL=5	15	G=1	6 6 6	
382	342	302			NSL=9	19	G=4	1 1 1	
351	311	351			NSL=7	17	G=1	6 6 6	
353	313	353			NSL=8	18	G=2	1 1 1	
C LANTAI 3B									
321	321	391	M=2	LP=-2 0	NSL=4	14	G=1	6 4 4	MS=2500 2500
322	391	322			NSL=3	13	G=1	6 4 4	
323	322	392			NSL=3	13	G=1	6 4 4	
324	392	323			NSL=4	14	G=1	6 4 4	
325	323	324			NSL=2	12	G=1	1 1 1	
331	331	332			NSL=2	12	G=1	5 5 5	
332	332	333			NSL=2	12	G=3	1 1 1	
371	321	331	M=1	LP=3 0	NSL=6	16	G=1	6 6 6	
372	322	332			NSL=9	19	G=4	1 1 1	
361	361	321			NSL=7	17	G=1	6 6 6	
363	363	323			NSL=8	18	G=2	1 1 1	
391	331	371			NSL=5	15	G=1	6 6 6	
392	332	372			NSL=8	18	G=1	4 4 4	
393	333	373			NSL=8	18	G=2	1 1 1	
C LANTAI 4A									
401	401	402	M=2	LP=-2 0	NSL=2	12	G=5	1 1 1	MS=2600 2600
411	411	481			NSL=4	14	G=1	6 4 4	
412	481	412			NSL=1	11	G=1	6 4 4	
413	412	482			NSL=3	13	G=1	6 4 4	
414	482	413			NSL=4	14	G=1	6 4 4	
415	413	414			NSL=2	12	G=1	1 1 1	
441	401	411	M=1	LP=3 0	NSL=6	16	G=1	6 6 6	
442	402	412			NSL=9	19	G=4	1 1 1	
481	441	401			NSL=5	15	G=1	6 6 6	
482	442	402			NSL=8	18	G=4	1 1 1	
451	411	451			NSL=7	17	G=1	6 6 6	
453	413	453			NSL=8	18	G=2	1 1 1	
C LANTAI 4B									

421 421 491	M=2	LP=-2 0	NSL=4 14	G=1 6 4 4	MS=2700 2700
422 491 422			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
423 422 492			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
424 492 423			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
425 423 424			NSL=2 12	G=1 1 1 1	
431 431 432			NSL=2 12	G=1 5 5 5	
432 432 433			NSL=2 12	G=3 1 1 1	
471 421 431	M=1	LP=3 0	NSL=6 16	G=1 6 6 6	
472 422 432			NSL=9 19	G=4 1 1 1	
461 461 421			NSL=7 17	G=1 6 6 6	
463 463 423			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
491 431 471			NSL=5 15	G=1 6 6 6	
492 432 472			NSL=8 18	G=1 4 4 4	
493 433 473			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
C LANTAI 5A					
501 501 502	M=2	LP=-2 0	NSL=2 12	G=5 1 1 1	MS=2800 2800
511 511 501			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
512 501 512			NSL=1 11	G=1 6 4 4	
513 512 502			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
514 502 513			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
515 513 514			NSL=2 12	G=1 1 1 1	
541 501 511	M=1	LP=3 0	NSL=6 16	G=1 6 6 6	
542 502 512			NSL=9 19	G=4 1 1 1	
581 541 501			NSL=5 15	G=1 6 6 6	
582 542 502			NSL=8 18	G=4 1 1 1	
551 511 551			NSL=7 17	G=1 6 6 6	
553 513 553			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
C LANTAI 5B					
521 521 591	M=2	LP=-2 0	NSL=4 14	G=1 6 4 4	MS=2900 2900
522 591 522			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
523 522 592			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
524 592 523			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
525 523 524			NSL=2 12	G=1 1 1 1	
531 531 532			NSL=2 12	G=1 5 5 5	
532 532 533			NSL=2 12	G=3 1 1 1	
571 521 531	M=1	LP=3 0	NSL=6 16	G=1 6 6 6	
572 522 532			NSL=9 19	G=4 1 1 1	
561 561 521			NSL=7 17	G=1 6 6 6	
563 563 523			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
591 531 571			NSL=5 15	G=1 6 6 6	
592 532 572			NSL=8 18	G=1 4 4 4	
593 533 573			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
C LANTAI 6A					
601 601 602	M=2	LP=-2 0	NSL=2 12	G=5 1 1 1	MS=3000 3000
611 611 601			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
612 601 612			NSL=1 11	G=1 6 4 4	
613 612 602			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
614 602 613			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
615 613 614			NSL=2 12	G=1 1 1 1	
641 601 611	M=1	LP=3 0	NSL=6 16	G=1 6 6 6	
642 602 612			NSL=9 19	G=4 1 1 1	
681 641 601			NSL=5 15	G=1 6 6 6	
682 642 602			NSL=8 18	G=4 1 1 1	
651 611 651			NSL=7 17	G=1 6 6 6	
653 613 653			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
C LANTAI 6B					
621 621 691	M=2	LP=-2 0	NSL=4 14	G=1 6 4 4	MS=3100 3100
622 691 622			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
623 622 692			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
624 692 623			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
625 623 624			NSL=2 12	G=1 1 1 1	
631 631 632			NSL=2 12	G=1 5 5 5	
632 632 633			NSL=2 12	G=3 1 1 1	
671 621 631	M=1	LP=3 0	NSL=6 16	G=1 6 6 6	
672 622 632			NSL=9 19	G=4 1 1 1	
661 661 621			NSL=7 17	G=1 6 6 6	
663 663 623			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
691 631 671			NSL=5 15	G=1 6 6 6	

692 632 672			NSL=3 18	G=1 4 4 4	
693 633 673			NSL=3 18	G=2 1 1 1	
C LANTAI 7A					
701 701 702	M=2	LP=-2 0	NSL=2 12	G=5 1 1 1	MS=3200 3200
711 711 781			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
712 781 712			NSL=1 14	G=1 6 4 4	
713 712 782			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
714 782 713			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
715 713 714			NSL=2 12	G=1 1 1 1	
741 701 711	M=1	LP=3 0	NSL=6 16	G=1 6 6 6	
742 702 712			NSL=9 19	G=4 1 1 1	
781 741 701			NSL=5 15	G=1 6 6 6	
782 742 702			NSL=8 18	G=4 1 1 1	
751 711 751			NSL=7 17	G=1 6 6 6	
753 713 753			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
E LANTAI 7B					
721 721 791	M=2	LP=-2 0	NSL=4 14	G=1 6 4 4	MS=3300 3300
722 791 722			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
723 722 792			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
724 792 723			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
725 723 724			NSL=2 12	G=1 1 1 1	
731 731 732			NSL=2 12	G=1 5 5 5	
732 732 733			NSL=2 12	G=3 1 1 1	
771 721 731	M=1	LP=3 0	NSL=6 16	G=1 6 6 6	
772 722 732			NSL=9 19	G=4 1 1 1	
761 761 721			NSL=7 17	G=1 6 6 6	
763 763 723			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
791 731 771			NSL=5 15	G=1 6 6 6	
792 732 772			NSL=8 18	G=1 4 4 4	
793 733 773			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
C LANTAI 8A					
801 801 802	M=2	LP=-2 0	NSL=2 12	G=5 1 1 1	MS=3400 3400
811 811 881			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
812 881 812			NSL=1 12	G=1 6 4 4	
813 812 882			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
814 882 813			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
815 813 814			NSL=2 12	G=1 1 1 1	
841 801 811	M=1	LP=3 0	NSL=6 16	G=1 6 6 6	
842 802 812			NSL=9 19	G=4 1 1 1	
881 841 801			NSL=5 15	G=1 6 6 6	
882 842 802			NSL=8 18	G=4 1 1 1	
851 811 851			NSL=7 17	G=1 6 6 6	
853 813 853			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
C LANTAI 8B					
821 821 891	M=2	LP=-2 0	NSL=4 14	G=1 6 4 4	MS=3500 3500
822 891 822			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
823 822 892			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
824 892 823			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
825 823 824			NSL=2 12	G=1 1 1 1	
831 831 832			NSL=2 12	G=1 5 5 5	
832 832 833			NSL=2 12	G=3 1 1 1	
871 821 831	M=1	LP=3 0	NSL=6 16	G=1 6 6 6	
872 822 832			NSL=9 19	G=4 1 1 1	
861 861 821			NSL=7 17	G=1 6 6 6	
863 863 823			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
891 831 871			NSL=5 15	G=1 6 6 6	
892 832 872			NSL=8 18	G=1 4 4 4	
893 833 873			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
C LANTAI 9A					
901 901 902	M=2	LP=-2 0	NSL=2 12	G=5 1 1 1	MS=3600 3600
911 911 981			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
912 981 912			NSL=1 11	G=1 6 4 4	
913 912 982			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
914 982 913			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
915 913 914			NSL=2 12	G=1 1 1 1	
941 901 911	M=1	LP=3 0	NSL=6 16	G=1 6 6 6	
942 902 912			NSL=9 19	G=4 1 1 1	
981 941 901			NSL=5 15	G=1 6 6 6	

982 942 902			NSL=8 18	G=4 1 1 1	
951 911 951			NSL=7 17	G=1 6 6 6	
953 913 953			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
C LANTAI 9B					
921 921 991	M=2	LP=-2 0	NSL=4 14	G=1 6 4 4	MS=3700 3700
922 991 922			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
923 922 992			NSL=3 13	G=1 6 4 4	
924 992 923			NSL=4 14	G=1 6 4 4	
925 923 924			NSL=2 12	G=1 1 1 1	
931 931 932			NSL=2 12	G=1 5 5 5	
932 932 933			NSL=2 12	G=3 1 1 1	
971 921 931	M=1	LP=3 0	NSL=6 16	G=1 6 6 6	
972 922 932			NSL=9 19	G=4 1 1 1	
961 961 921			NSL=7 17	G=1 6 6 6	
963 963 923			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
991 931 971			NSL=5 15	G=1 6 6 6	
992 932 972			NSL=8 18	G=1 4 4 4	
993 933 973			NSL=8 18	G=2 1 1 1	
C LANTAI 10					
1001 1001 1002	M=2	LP=-2 0	NSL=21 27	G=5 1 1 1	MS=3800 3800
1011 1011 1012			NSL=21 27	G=5 1 1 1	
1021 1021 1022			NSL=21 27	G=5 1 1 1	
1031 1031 1032			NSL=21 27	G=1 5 5 5	
1032 1032 1033			NSL=21 27	G=3 1 1 1	
1041 1001 1011	M=1	LP=3 0	NSL=22 28	G=1 6 6 6	
1042 1002 1012			NSL=25 31	G=4 1 1 1	
1051 1011 1021			NSL=22 28	G=1 6 6 6	
1052 1012 1022			NSL=25 31	G=4 1 1 1	
1061 1021 1031			NSL=22 28	G=1 6 6 6	
1062 1022 1032			NSL=25 31	G=4 1 1 1	
1071 1041 1001			NSL=23 29	G=1 6 6 6	
1072 1042 1002			NSL=24 30	G=4 1 1 1	
1081 1031 1051			NSL=23 29	G=1 6 6 6	
1082 1032 1052			NSL=24 30	G=4 1 1 1	
C LANTAI 11					
1101 1101 1102	M=2	LP=-2 0	NSL=32 38	G=5 1 1 1	MS=3900 3900
1111 1111 1112			NSL=32 38	G=5 1 1 1	
1121 1121 1122			NSL=32 38	G=5 1 1 1	
1131 1131 1132			NSL=32 38	G=1 5 5 5	
1132 1132 1133			NSL=32 38	G=3 1 1 1	
1141 1101 1111	M=1	LP=3 0	NSL=33 39	G=1 6 6 6	
1142 1102 1112			NSL=36 42	G=4 1 1 1	
1151 1111 1121			NSL=33 39	G=1 6 6 6	
1152 1112 1122			NSL=36 42	G=4 1 1 1	
1161 1121 1131			NSL=33 40	G=1 6 6 6	
1162 1122 1132			NSL=36 42	G=4 1 1 1	
1171 1141 1101			NSL=34 40	G=1 6 6 6	
1172 1142 1102			NSL=35 41	G=4 1 1 1	
1181 1131 1151			NSL=34 40	G=1 6 6 6	
1182 1132 1152			NSL=35 41	G=4 1 1 1	
C STRUKTUR KOLOM					
C KOLOM LANTAI DASAR-1					
3101 1 101	M=3	LP=-2 0	MS=0,2100	G=2 1 1 1	
3104 4 204			MS=0,2200	G=3 1 1 1	
3111 11 111			MS=0,2100	G=2 1 1 1	
3114 14 214			MS=0,2200	G=3 1 1 1	
3121 21 121			MS=0,2100	G=6 1 1 1	
3131 31 131			MS=0,2100	G=6 1 1 1	
C KOLOM LANTAI 1-2					
1201 101 301	M=3	LP=-2 0	MS=2100,2400	G=1 1 1 1	
1203 103 203			MS=2100,2200		
1211 111 311			MS=2100,2400	G=1 1 1 1	
1213 113 213			MS=2100,2200		
1221 121 221			MS=2100,2300	G=6 1 1 1	
1231 131 231			MS=2100,2300	G=6 1 1 1	
C KOLOM LANTAI 2-3					



1303	203	303	M=3	LP=-2 0	MS=2200,2400	G=4 1 1 1	
1313	213	313				G=4 1 1 1	
1321	221	321			MS=2300,2500	G=6 1 1 1	
1331	231	331				G=6 1 1 1	
C KOLOM LANTAI 3-4							
1401	301	401	M=3	LP=-2 0	MS=2400,2600	G=6 1 1 1	
1411	311	411				G=6 1 1 1	
1421	321	421			MS=2500,2700	G=6 1 1 1	
1431	331	431				G=6 1 1 1	
C KOLOM LANTAI 4-5							
1501	401	501	M=3	LP=-2 0	MS=2600,2800	G=6 1 1 1	
1511	411	511				G=6 1 1 1	
1521	421	521			MS=2700,2900	G=6 1 1 1	
1531	431	531				G=6 1 1 1	
C KOLOM LANTAI 5-6							
1601	501	601	M=3	LP=-2 0	MS=2800,3000	G=6 1 1 1	
1611	511	611				G=6 1 1 1	
1621	521	621			MS=2900,3100	G=6 1 1 1	
1631	531	631				G=6 1 1 1	
C KOLOM LANTAI 6-7							
1701	601	701	M=3	LP=-2 0	MS=3000,3200	G=6 1 1 1	
1711	611	711				G=6 1 1 1	
1721	621	721			MS=3100,3300	G=6 1 1 1	
1731	631	731				G=6 1 1 1	
C KOLOM LANTAI 7-8							
1801	701	801	M=3	LP=-2 0	MS=3200,3400	G=6 1 1 1	
1811	711	811				G=6 1 1 1	
1821	721	821			MS=3300,3500	G=6 1 1 1	
1831	731	831				G=6 1 1 1	
C KOLOM LANTAI 8-9							
1901	801	901	M=3	LP=-2 0	MS=3400,3600	G=6 1 1 1	
1911	811	911				G=6 1 1 1	
1921	821	921			MS=3500,3700	G=6 1 1 1	
1931	831	931				G=6 1 1 1	
C KOLOM LANTAI 9-10							
2001	901	1001	M=3	LP=-2 0	MS=3600,3800	G=6 1 1 1	
2011	911	1011				G=6 1 1 1	
2021	921	1021			MS=3700,3900	G=6 1 1 1	
2031	931	1031				G=6 1 1 1	
C KOLOM LANTAI 10-11							
2101	1001	1101	M=3	LP=-2 0	MS=3800,3900	G=6 1 1 1	
2111	1011	1111				G=6 1 1 1	
2121	1021	1121				G=6 1 1 1	
2131	1031	1131				G=6 1 1 1	
C BALOK MIRING							
2131	102	203	M=2	LP=-2 0	NSL=1 11	G=1 2 10 10	MS=2100 2200 : 1-2A
2152	108	208	M=2		NSL=2 12		
2251	214	224	M=1	LP=3 0	NSL=10 20	G=1 2 2 2	MS=2200 2300 : 2A-2B
2252	284	294	M=2		NSL=10 20	G=1 2 2 2	
2255	291	381			NSL=10 20	G=1 2 4 4	MS=2300 2400 : 2B-3A
2256	222	312	M=1		NSL=10 20	G=1 2 4 4	
2351	312	322			NSL=10 20	G=1 2 4 4	MS=2400 2500 : 3A-3B
2352	382	392	M=2		NSL=10 20	G=1 2 4 4	
2355	391	481			NSL=10 20	G=1 2 4 4	MS=2500 2600 : 3B-4A
2356	322	412	M=1		NSL=10 20	G=1 2 4 4	
2451	412	422			NSL=10 20	G=1 2 4 4	MS=2600 2700 : 4A-4B
2452	482	492	M=2		NSL=10 20	G=1 2 4 4	
2455	491	581			NSL=10 20	G=1 2 4 4	MS=2700 2800 : 4B-5A
2456	422	512	M=1		NSL=10 20	G=1 2 4 4	
2551	512	522			NSL=10 20	G=1 2 4 4	MS=2800 2900 : 5A-5B
2552	582	592	M=2		NSL=10 20	G=1 2 4 4	
2555	591	681			NSL=10 20	G=1 2 4 4	MS=2900 3000 : 5B-6A
2556	522	612	M=1		NSL=10 20	G=1 2 4 4	
2651	612	622			NSL=10 20	G=1 2 4 4	MS=3000 3100 : 6A-6B
2652	682	692	M=2		NSL=10 20	G=1 2 4 4	
2655	691	781			NSL=10 20	G=1 2 4 4	MS=3100 3200 : 6B-7A
2656	622	712	M=1		NSL=10 20	G=1 2 4 4	
2751	712	722			NSL=10 20	G=1 2 4 4	MS=3200 3300 : 7A-7B


```

2752 782 792      M=2      NSL=10 20  G=1 2 4 4
2755 791 881      NSL=10 20  G=1 2 4 4  MS=3300 3400: 7B-8A
2756 722 812      M=1      NSL=10 20  G=1 2 4 4
2851 812 822      NSL=10 20  G=1 2 4 4  MS=3400 3500: 8A-8B
2852 882 892      M=2      NSL=10 20  G=1 2 4 4
2855 891 981      NSL=10 20  G=1 2 4 4  MS=3500 3600: 8B-9A
2856 822 912      M=1      NSL=10 20  G=1 2 4 4
2851 912 922      NSL=10 20  G=1 2 4 4  MS=3600 3700: 9A-9B
2952 982 992      M=2      NSL=10 20  G=1 2 4 4
:
LOADS
C LANTAI 1
108 108 0      L=1      F=0 0 -15.6696      : (2xTRAP+2xTRAP)
108 108 0      L=2      F=0 0 -11.7334      : (2xTRAP+2xTRAP)
141 143 2      L=1      F=0 0 - 5.8374      : (TRAP+DINDING)
141 143 2      L=2      F=0 0 - 2.9334      : (TRAP+DINDING)
142 142 0      L=1      F=0 0 -11.6748      : (TRAP+TRAP+DINDING)
142 142 0      L=2      F=0 0 - 5.8667      : (TRAP+TRAP+DINDING)
114 116 2      L=1      F=0 0 - 5.8374      : (TRAP+DINDING)
114 116 2      L=2      F=0 0 - 2.9334      : (TRAP+DINDING)
115 118 0      L=1      F=0 0 - 9.1254      : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
115 118 0      L=2      F=0 0 - 4.1334      : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
117 117 0      L=1      F=0 0 - 3.2880      : (SEGITIGA E+DINDING)
117 117 0      L=2      F=0 0 - 1.2000      : (SEGITIGA E+DINDING)
171 177 6      L=1      F=0 0 - 5.8374      : (TRAP+DINDING)
171 177 6      L=2      F=0 0 - 2.9334      : (TRAP+DINDING)
172 172 0      L=1      F=0 0 - 5.8374      : (TRAP+DINDING)
172 172 0      L=2      F=0 0 - 2.9334      : (TRAP+DINDING)
173 173 0      L=1      F=0 0 - 9.1254      : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
173 173 0      L=2      F=0 0 - 4.1334      : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
174 176 1      L=1      F=0 0 -11.6748      : (TRAP+TRAP+DINDING)
174 176 1      L=2      F=0 0 - 5.8667      : (TRAP+TRAP+DINDING)
C LANTAI 2A
208 208 0      L=1      F=0 0 -15.6696      : (2xTRAP+2xTRAP)
208 208 0      L=2      F=0 0 -11.7334      : (2xTRAP+2xTRAP)
243 247 4      L=1      F=0 0 - 5.8374      : (TRAP+DINDING)
243 247 4      L=2      F=0 0 - 2.9334      : (TRAP+DINDING)
244 246 1      L=1      F=0 0 -11.6748      : (TRAP+TRAP+DINDING)
244 246 1      L=2      F=0 0 - 5.8667      : (TRAP+TRAP+DINDING)
253 254 1      L=1      F=0 0 - 5.8374      : (TRAP+DINDING)
253 254 1      L=2      F=0 0 - 2.9334      : (TRAP+DINDING)
255 255 0      L=1      F=0 0 - 6.5760      : (2 X SEGITIGA E+DINDING)
255 255 0      L=2      F=0 0 - 2.4000      : (2 X SEGITIGA E+DINDING)
257 257 0      L=1      F=0 0 - 3.2880      : (SEGITIGA E+DINDING)
257 257 0      L=2      F=0 0 - 1.2000      : (SEGITIGA E+DINDING)
284 286 2      L=1      F=0 0 - 4.7656      : (TRAP E+DINDING)
284 286 2      L=2      F=0 0 - 1.6000      : (TRAP E+DINDING)
C LANTAI 2B
261 267 6      L=1      F=0 0 - 4.7656      : (TRAP E+DINDING)
261 267 6      L=2      F=0 0 - 1.6000      : (TRAP E+DINDING)
262 264 2      L=1      F=0 0 - 5.8374      : (TRAP+DINDING)
262 264 2      L=2      F=0 0 - 2.9334      : (TRAP+DINDING)
263 263 0      L=1      F=0 0 -11.6748      : (TRAP+TRAP+DINDING)
263 263 0      L=2      F=0 0 - 5.8667      : (TRAP+TRAP+DINDING)
265 265 0      L=1      F=0 0 - 6.5760      : (2 X SEGITIGA E+DINDING)
265 265 0      L=2      F=0 0 - 2.4000      : (2 X SEGITIGA E+DINDING)
271 277 6      L=1      F=0 0 - 5.8374      : (TRAP+DINDING)
271 277 6      L=2      F=0 0 - 2.9334      : (TRAP+DINDING)
272 272 0      L=1      F=0 0 - 5.8374      : (TRAP+DINDING)
272 272 0      L=2      F=0 0 - 2.9334      : (TRAP+DINDING)
273 273 0      L=1      F=0 0 - 9.1254      : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
273 273 0      L=2      F=0 0 - 4.1334      : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
274 276 1      L=1      F=0 0 -11.6748      : (TRAP+TRAP+DINDING)
274 276 1      L=2      F=0 0 - 5.8667      : (TRAP+TRAP+DINDING)
291 297 6      L=1      F=0 0 - 4.7656      : (TRAP E+DINDING)
291 297 6      L=2      F=0 0 - 1.6000      : (TRAP E+DINDING)
294 296 1      L=1      F=0 0 - 4.7656      : (TRAP E+DINDING)
294 296 1      L=2      F=0 0 - 1.6000      : (TRAP E+DINDING)

```

```

C LANTAI 3A
341 347 6 L=1 F=0 0 - 5.8374 : (TRAP+DINDING)
341 347 6 L=2 F=0 0 - 2.9334 : (TRAP+DINDING)
342 346 1 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
342 346 1 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
351 357 6 L=1 F=0 0 - 3.2880 : (SEGITIGA E+DINDING)
351 357 6 L=2 F=0 0 - 1.2000 : (SEGITIGA E+DINDING)
353 355 2 L=1 F=0 0 - 9.1254 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
353 355 2 L=2 F=0 0 - 4.1334 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
354 354 0 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
354 354 0 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
381 382 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
381 382 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)
385 386 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
385 386 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)
C LANTAI 3B
361 367 6 L=1 F=0 0 - 3.2880 : (SEGITIGA E+DINDING)
361 367 6 L=2 F=0 0 - 1.2000 : (SEGITIGA E+DINDING)
363 365 2 L=1 F=0 0 - 9.1254 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
363 365 2 L=2 F=0 0 - 4.1334 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
364 364 0 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
364 364 0 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
371 377 6 L=1 F=0 0 - 5.8374 : (TRAP+DINDING)
371 377 6 L=2 F=0 0 - 2.9334 : (TRAP+DINDING)
372 372 0 L=1 F=0 0 - 5.8374 : (TRAP+DINDING)
372 372 0 L=2 F=0 0 - 2.9334 : (TRAP+DINDING)
373 373 0 L=1 F=0 0 - 9.1254 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
373 373 0 L=2 F=0 0 - 4.1334 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
374 376 1 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
374 376 1 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
391 392 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
391 392 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)
395 396 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
395 396 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)
C LANTAI 4A
441 447 6 L=1 F=0 0 - 5.8374 : (TRAP+DINDING)
441 447 6 L=2 F=0 0 - 2.9334 : (TRAP+DINDING)
442 446 1 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
442 446 1 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
451 457 6 L=1 F=0 0 - 3.2880 : (SEGITIGA E+DINDING)
451 457 6 L=2 F=0 0 - 1.2000 : (SEGITIGA E+DINDING)
453 455 2 L=1 F=0 0 - 9.1254 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
453 455 2 L=2 F=0 0 - 4.1334 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
454 454 0 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
454 454 0 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
481 482 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
481 482 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)
485 486 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
485 486 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)
C LANTAI 4B
461 467 6 L=1 F=0 0 - 3.2880 : (SEGITIGA E+DINDING)
461 467 6 L=2 F=0 0 - 1.2000 : (SEGITIGA E+DINDING)
463 465 2 L=1 F=0 0 - 9.1254 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
463 465 2 L=2 F=0 0 - 4.1334 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
464 464 0 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
464 464 0 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
471 477 6 L=1 F=0 0 - 5.8374 : (TRAP+DINDING)
471 477 6 L=2 F=0 0 - 2.9334 : (TRAP+DINDING)
472 472 0 L=1 F=0 0 - 5.8374 : (TRAP+DINDING)
472 472 0 L=2 F=0 0 - 2.9334 : (TRAP+DINDING)
473 473 0 L=1 F=0 0 - 9.1254 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
473 473 0 L=2 F=0 0 - 4.1334 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
474 476 1 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
474 476 1 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
491 492 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
491 492 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)
495 496 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
495 496 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)

```



```

C LANTAI 5A
541 547 6 L=1 F=0 0 - 5.8374 : (TRAP+DINDING)
541 547 6 L=2 F=0 0 - 2.9334 : (TRAP+DINDING)
542 546 1 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
542 546 1 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
551 557 6 L=1 F=0 0 - 3.2880 : (SEGITIGA E+DINDING)
551 557 6 L=2 F=0 0 - 1.2000 : (SEGITIGA E+DINDING)
553 555 2 L=1 F=0 0 - 9.1254 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
553 555 2 L=2 F=0 0 - 4.1334 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
554 554 0 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
554 554 0 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
581 582 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
581 582 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)
585 586 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
585 586 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)
C LANTAI 5B
561 567 6 L=1 F=0 0 - 3.2880 : (SEGITIGA E+DINDING)
561 567 6 L=2 F=0 0 - 1.2000 : (SEGITIGA E+DINDING)
563 565 2 L=1 F=0 0 - 9.1254 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
563 565 2 L=2 F=0 0 - 4.1334 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
564 564 0 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
564 564 0 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
571 577 6 L=1 F=0 0 - 5.8374 : (TRAP+DINDING)
571 577 6 L=2 F=0 0 - 2.9334 : (TRAP+DINDING)
572 572 0 L=1 F=0 0 - 5.8374 : (TRAP+DINDING)
572 572 0 L=2 F=0 0 - 2.9334 : (TRAP+DINDING)
573 573 0 L=1 F=0 0 - 9.1254 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
573 573 0 L=2 F=0 0 - 4.1334 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
574 576 1 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
574 576 1 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
591 592 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
591 592 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)
595 596 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
595 596 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)
C LANTAI 6A
641 647 6 L=1 F=0 0 - 5.8374 : (TRAP+DINDING)
641 647 6 L=2 F=0 0 - 2.9334 : (TRAP+DINDING)
642 646 1 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
642 646 1 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
651 657 6 L=1 F=0 0 - 3.2880 : (SEGITIGA E+DINDING)
651 657 6 L=2 F=0 0 - 1.2000 : (SEGITIGA E+DINDING)
653 655 2 L=1 F=0 0 - 9.1254 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
653 655 2 L=2 F=0 0 - 4.1334 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
654 654 0 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
654 654 0 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
681 682 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
681 682 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)
685 686 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
685 686 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)
C LANTAI 6B
661 667 6 L=1 F=0 0 - 3.2880 : (SEGITIGA E+DINDING)
661 667 6 L=2 F=0 0 - 1.2000 : (SEGITIGA E+DINDING)
663 665 2 L=1 F=0 0 - 9.1254 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
663 665 2 L=2 F=0 0 - 4.1334 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
664 664 0 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
664 664 0 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
671 677 6 L=1 F=0 0 - 5.8374 : (TRAP+DINDING)
671 677 6 L=2 F=0 0 - 2.9334 : (TRAP+DINDING)
672 672 0 L=1 F=0 0 - 5.8374 : (TRAP+DINDING)
672 672 0 L=2 F=0 0 - 2.9334 : (TRAP+DINDING)
673 673 0 L=1 F=0 0 - 9.1254 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
673 673 0 L=2 F=0 0 - 4.1334 : (TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
674 676 1 L=1 F=0 0 -11.6748 : (TRAP+TRAP+DINDING)
674 676 1 L=2 F=0 0 - 5.8667 : (TRAP+TRAP+DINDING)
691 692 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
691 692 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)
695 696 1 L=1 F=0 0 - 4.7656 : (TRAP E+DINDING)
695 696 1 L=2 F=0 0 - 1.6000 : (TRAP E+DINDING)

```


C LANTAI 7A

741 747 6	L=1	F=0 0 - 5.8374	:(TRAP+DINDING)
741 747 6	L=2	F=0 0 - 2.9334	:(TRAP+DINDING)
742 746 1	L=1	F=0 0 -11.6748	:(TRAP+TRAP+DINDING)
742 746 1	L=2	F=0 0 - 5.8667	:(TRAP+TRAP+DINDING)
751 757 6	L=1	F=0 0 - 3.2880	:(SEGITIGA E+DINDING)
751 757 6	L=2	F=0 0 - 1.2000	:(SEGITIGA E+DINDING)
753 755 2	L=1	F=0 0 - 9.1254	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
753 755 2	L=2	F=0 0 - 4.1334	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
754 754 0	L=1	F=0 0 -11.6748	:(TRAP+TRAP+DINDING)
754 754 0	L=2	F=0 0 - 5.8667	:(TRAP+TRAP+DINDING)
781 782 1	L=1	F=0 0 - 4.7656	:(TRAP E+DINDING)
781 782 1	L=2	F=0 0 - 1.6000	:(TRAP E+DINDING)
785 786 1	L=1	F=0 0 - 4.7656	:(TRAP E+DINDING)
785 786 1	L=2	F=0 0 - 1.6000	:(TRAP E+DINDING)

C LANTAI 7B

761 767 6	L=1	F=0 0 - 3.2880	:(SEGITIGA E+DINDING)
761 767 6	L=2	F=0 0 - 1.2000	:(SEGITIGA E+DINDING)
763 765 2	L=1	F=0 0 - 9.1254	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
763 765 2	L=2	F=0 0 - 4.1334	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
764 764 0	L=1	F=0 0 -11.6748	:(TRAP+TRAP+DINDING)
764 764 0	L=2	F=0 0 - 5.8667	:(TRAP+TRAP+DINDING)
771 777 6	L=1	F=0 0 - 5.8374	:(TRAP+DINDING)
771 777 6	L=2	F=0 0 - 2.9334	:(TRAP+DINDING)
772 772 0	L=1	F=0 0 - 5.8374	:(TRAP+DINDING)
772 772 0	L=2	F=0 0 - 2.9334	:(TRAP+DINDING)
773 773 0	L=1	F=0 0 - 9.1254	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
773 773 0	L=2	F=0 0 - 4.1334	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
774 776 1	L=1	F=0 0 -11.6748	:(TRAP+TRAP+DINDING)
774 776 1	L=2	F=0 0 - 5.8667	:(TRAP+TRAP+DINDING)
791 792 1	L=1	F=0 0 - 4.7656	:(TRAP E+DINDING)
791 792 1	L=2	F=0 0 - 1.6000	:(TRAP E+DINDING)
795 796 1	L=1	F=0 0 - 4.7656	:(TRAP E+DINDING)
795 796 1	L=2	F=0 0 - 1.6000	:(TRAP E+DINDING)

C LANTAI 8A

841 847 6	L=1	F=0 0 - 5.8374	:(TRAP+DINDING)
841 847 6	L=2	F=0 0 - 2.9334	:(TRAP+DINDING)
842 846 1	L=1	F=0 0 -11.6748	:(TRAP+TRAP+DINDING)
842 846 1	L=2	F=0 0 - 5.8667	:(TRAP+TRAP+DINDING)
851 857 6	L=1	F=0 0 - 3.2880	:(SEGITIGA E+DINDING)
851 857 6	L=2	F=0 0 - 1.2000	:(SEGITIGA E+DINDING)
853 855 2	L=1	F=0 0 - 9.1254	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
853 855 2	L=2	F=0 0 - 4.1334	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
854 854 0	L=1	F=0 0 -11.6748	:(TRAP+TRAP+DINDING)
854 854 0	L=2	F=0 0 - 5.8667	:(TRAP+TRAP+DINDING)
881 882 1	L=1	F=0 0 - 4.7656	:(TRAP E+DINDING)
881 882 1	L=2	F=0 0 - 1.6000	:(TRAP E+DINDING)
885 886 1	L=1	F=0 0 - 4.7656	:(TRAP E+DINDING)
885 886 1	L=2	F=0 0 - 1.6000	:(TRAP E+DINDING)

C LANTAI 8B

861 867 6	L=1	F=0 0 - 3.2880	:(SEGITIGA E+DINDING)
861 867 6	L=2	F=0 0 - 1.2000	:(SEGITIGA E+DINDING)
863 865 2	L=1	F=0 0 - 9.1254	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
863 865 2	L=2	F=0 0 - 4.1334	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
864 864 0	L=1	F=0 0 -11.6748	:(TRAP+TRAP+DINDING)
864 864 0	L=2	F=0 0 - 5.8667	:(TRAP+TRAP+DINDING)
871 877 6	L=1	F=0 0 - 5.8374	:(TRAP+DINDING)
871 877 6	L=2	F=0 0 - 2.9334	:(TRAP+DINDING)
872 872 0	L=1	F=0 0 - 5.8374	:(TRAP+DINDING)
872 872 0	L=2	F=0 0 - 2.9334	:(TRAP+DINDING)
873 873 0	L=1	F=0 0 - 9.1254	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
873 873 0	L=2	F=0 0 - 4.1334	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
874 876 1	L=1	F=0 0 -11.6748	:(TRAP+TRAP+DINDING)
874 876 1	L=2	F=0 0 - 5.8667	:(TRAP+TRAP+DINDING)
891 892 1	L=1	F=0 0 - 4.7656	:(TRAP E+DINDING)
891 892 1	L=2	F=0 0 - 1.6000	:(TRAP E+DINDING)
895 896 1	L=1	F=0 0 - 4.7656	:(TRAP E+DINDING)
895 896 1	L=2	F=0 0 - 1.6000	:(TRAP E+DINDING)

C LANTAI 9A

941 947 6	L=1	F=0 0 - 5.8374	:(TRAP+DINDING)
941 947 6	L=2	F=0 0 - 2.9334	:(TRAP+DINDING)
942 946 1	L=1	F=0 0 -11.6748	:(TRAP+TRAP+DINDING)
942 946 1	L=2	F=0 0 - 5.8667	:(TRAP+TRAP+DINDING)
951 957 6	L=1	F=0 0 - 3.2880	:(SEGITIGA E+DINDING)
951 957 6	L=2	F=0 0 - 1.2000	:(SEGITIGA E+DINDING)
953 955 2	L=1	F=0 0 - 9.1254	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
953 955 2	L=2	F=0 0 - 4.1334	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
954 954 0	L=1	F=0 0 -11.6748	:(TRAP+TRAP+DINDING)
954 954 0	L=2	F=0 0 - 5.8667	:(TRAP+TRAP+DINDING)
981 982 1	L=1	F=0 0 - 4.7656	:(TRAP E+DINDING)
981 982 1	L=2	F=0 0 - 1.6000	:(TRAP E+DINDING)
985 986 1	L=1	F=0 0 - 4.7656	:(TRAP E+DINDING)
985 986 1	L=2	F=0 0 - 1.6000	:(TRAP E+DINDING)

C LANTAI 9B

961 967 6	L=1	F=0 0 - 3.2880	:(SEGITIGA E+DINDING)
961 967 6	L=2	F=0 0 - 1.2000	:(SEGITIGA E+DINDING)
963 965 2	L=1	F=0 0 - 9.1254	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
963 965 2	L=2	F=0 0 - 4.1334	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
964 964 0	L=1	F=0 0 -11.6748	:(TRAP+TRAP+DINDING)
964 964 0	L=2	F=0 0 - 5.8667	:(TRAP+TRAP+DINDING)
971 977 6	L=1	F=0 0 - 5.8374	:(TRAP+DINDING)
971 977 6	L=2	F=0 0 - 2.9334	:(TRAP+DINDING)
972 972 0	L=1	F=0 0 - 5.8374	:(TRAP+DINDING)
972 972 0	L=2	F=0 0 - 2.9334	:(TRAP+DINDING)
973 973 0	L=1	F=0 0 - 9.1254	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
973 973 0	L=2	F=0 0 - 4.1334	:(TRAP+SEGITIGA E+DINDING)
974 976 1	L=1	F=0 0 -11.6748	:(TRAP+TRAP+DINDING)
974 976 1	L=2	F=0 0 - 5.8667	:(TRAP+TRAP+DINDING)
992 992 0	L=1	F=0 0 - 4.7656	:(TRAP E+DINDING)
992 992 0	L=2	F=0 0 - 1.6000	:(TRAP E+DINDING)
996 996 0	L=1	F=0 0 - 4.7656	:(TRAP E+DINDING)
996 996 0	L=2	F=0 0 - 1.6000	:(TRAP E+DINDING)

C LANTAI 10

1041 1047 6	L=1	F=0 0 - 8.2240	:(TRAP+DINDING)
1041 1047 6	L=2	F=0 0 - 2.9334	:(TRAP+DINDING)
1042 1046 1	L=1	F=0 0 -16.4480	:(TRAP+TRAP+DINDING)
1042 1046 1	L=2	F=0 0 - 5.8667	:(TRAP+TRAP+DINDING)
1051 1057 6	L=1	F=0 0 - 8.2240	:(TRAP+DINDING)
1051 1057 6	L=2	F=0 0 - 2.9334	:(TRAP+DINDING)
1052 1056 1	L=1	F=0 0 -16.4480	:(TRAP+TRAP+DINDING)
1052 1056 1	L=2	F=0 0 - 5.8667	:(TRAP+TRAP+DINDING)

C LANTAI 11

1141 1147 6	L=1	F=0 0 - 4.9972	:(TRAP+DINDING)
1141 1147 6	L=2	F=0 0 - 0.7334	:(TRAP+DINDING)
1142 1146 1	L=1	F=0 0 - 9.9944	:(TRAP+TRAP+DINDING)
1142 1146 1	L=2	F=0 0 - 1.4667	:(TRAP+TRAP+DINDING)
1151 1157 6	L=1	F=0 0 - 4.9972	:(TRAP+DINDING)
1151 1157 6	L=2	F=0 0 - 0.7334	:(TRAP+DINDING)
1152 1156 1	L=1	F=0 0 - 9.9944	:(TRAP+TRAP+DINDING)
1152 1156 1	L=2	F=0 0 - 1.4667	:(TRAP+TRAP+DINDING)

SPEC

A=0 S=9.81 D=0.05 : ZONE GEMPA 4, TANAH LUNAK

0	0.0500*0.3	0.0500	:(GEMPA 30% ARAH X,100% ARAH Y)
0.5	0.0500*0.3	0.0500	
1	0.0500*0.3	0.0500	
1.5	0.0375*0.3	0.0375	
2	0.0250*0.3	0.0250	
2.5	0.0250*0.3	0.0250	
3	0.0250*0.3	0.0250	

COMBO

1	C=1.2	1.6*0.9	:1.2D+1.6L
2	C=1.05	1.05*0.5	D=1.05 :1.05(D+Lr+E)
3	C=1.05	1.05*0.5	D=-1.05 :1.05(D+Lr-E)



BAB 6

PERHITUNGAN STRUKTUR UTAMA

BAB VI

PERHITUNGAN

STRUKTUR UTAMA

Penulangan struktur utama dirancang untuk Daktilitas Penuh (tiga), atau yang lebih dikenal dengan istilah Desain Kapasitas, yaitu struktur beton diproporsikan berdasarkan suatu persyaratan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon inelastis terhadap beban siklis gempa yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme sendi plastis dengan kapasitas disipasi energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan.

Dengan demikian terjadinya mekanisme sendi plastis harus dikendalikan agar terjadi di tempat-tempat yang diinginkan (pada balok), dengan cara meningkatkan unsur-unsur yang berbatasan dengannya (pada kolom).

Pengertian ini mengandung arti yaitu "*Kolom Kuat Balok Lemah*".



- Selimut beton = 40 mm
- Sengkang = $\phi 12$
- Mutu beton (f_c') = 24,61 MPa
- Mutu baja (f_y) = 320 MPa
- Es = 200000 MPa
- $d = 600 - (40 + 12 + \frac{32}{2}) = 532$ mm
- $d' = 40 + 12 + \frac{32}{2} = 68$ mm

Dari analisa struktur utama diperoleh gaya-gaya yang bekerja pada balok sebagai berikut :

♦ **Pada Tumpuan**

$$\begin{aligned} Mu^- &= 51,27 \text{ tm} \\ &= 512700000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{dipakai } \delta = 0,5$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{320} \\ &= 0,004375 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{(1-\delta) Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{(1-0,5) 512700000}{0,8 \times 400 \times 532^2} \\ &= 2,83 \end{aligned}$$

$$\rho \delta = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 24,61}{320} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,832}{0,85 \times 24,61}} \right)$$

$$= 0,009542 > \rho_{\min} = 0,004375$$

Rasio tulangan tekan :

$$\rho' = \frac{\delta M_u}{\phi f_y (d-d') b d}$$

$$= \frac{0,5512700000}{0,8 \cdot 320 (532-68) \cdot 400 \cdot 532}$$

$$= 0,010142$$

Tulangan tumpuan atas :

$$\rho = (\rho\delta + \rho')$$

$$= 0,009542 + 0,010142$$

$$= 0,019684 > \rho_{\min} = 0,004375$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,019684 \times 400 \times 532$$

$$= 4188,6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai 7 D32, } A_s = 5629,4 \text{ mm}^2$$

Tulangan tumpuan bawah :

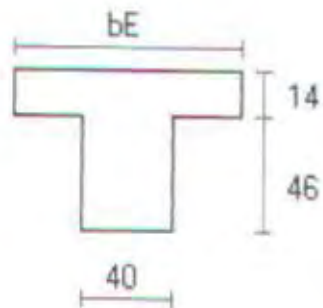
$$A_s' = \rho' \cdot b \cdot d$$

$$= 0,010142 \cdot 400 \cdot 532$$

$$= 2158,1 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai 4 D32, } A_s' = 3216,8 \text{ mm}^2$$

• Pada Lapangan



Cek kondisi penampang balok :

1. $bE \leq \frac{1}{4} \cdot L$
 $\leq \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ cm}$
2. $bE \leq b_w + 16 \cdot t$
 $\leq 40 + 16 \times 14 = 264 \text{ cm}$
3. $bE \leq b_w + S_n$
 $\leq 40 + 360 = 400 \text{ cm}$

Dipilih yang terkecil, $bE = 200 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} M_u &= 22570 \text{ kgm} \\ &= 225700000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{225700000}{0,8 \times 2000 \times 532^2} \\ &= 0,498 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 24,61}{320} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,498}{0,85 \times 24,61}} \right)$$

$$= 0,0015765 > \rho_{\min} = 0,004375$$

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c}$$

$$= \frac{0,004375 \times 532 \times 320}{0,85 \times 24,61}$$

$$= 35,6 \text{ mm} < t_{\text{plat}} = 140 \text{ mm} \dots \text{jadi balok T palsu}$$

Berarti penulangan seperti balok persegi, hanya mengganti harga b menjadi bE.

Tulangan lapangan bawah :

$$\begin{aligned} A_s &= 0,004375 \times 400 \times 532 \\ &= 931 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai 3 D32, } A_s = 2421,6 \text{ mm}^2$$

Tulangan lapangan atas :

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times 936 \\ &= 465,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai 2 D32, } A_s' = 1608,4 \text{ mm}^2$$

6.1.2. Perhitungan Geser dan Torsi Balok

Gaya geser balok (V_u) diperoleh dengan menganggap kedua ujung balok dalam keadaan kapasitas dan tidak terjadi keruntuhan geser.

Gaya geser rencana harus diperhitungkan menurut rumus berikut :

$$V_{u,b} = 0,70 \frac{M_{kap} + M_{kap}'}{l_n} + 1,05 V_g \quad \text{SKSNI 3.14-19}$$

tetapi $V_{u,b}$ tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,b} = 1,05 \left(V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4,0}{K} V_{E,b} \right) \quad \text{SKSNI 3.14-20}$$

dimana :

- $V_{u,E}$ = gaya geser rencana balok.
- M_{kap} = momen nominal aktual pada ujung komponen dengan memperhitungkan kombinasi momen positif dan momen negatif.
- M_{kap}' = momen kapasitas balok di sendi plastis pada bidang muka kolom disebelahnya.
- l_n = bentang bersih balok.
- V_g = gaya geser akibat beban gravitasi
- V_D = gaya geser balok akibat beban mati.
- V_L = gaya geser balok akibat beban hidup.
- V_E = gaya geser balok akibat beban gempa.

Konsep dari penulangan geser adalah untuk menahan agar keruntuhan yang tidak daktail, tidak terjadi sebelum balok mengerahkan kekuatan lenturnya.

Kuat geser rancang balok harus memenuhi syarat :

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s) \quad \text{SKSNI (3.4-1)}$$

dimana :

- V_c = kuat geser beton (untuk daerah sendi plastis 0 s/d 2h, $V_c=0$)
- V_s = kuat geser tulangan geser

- ϕ = faktor reduksi kekuatan untuk geser balok yang diambil sebesar 0,6

Kekuatan pikul beton terhadap geser :

$$V_c = \frac{\frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d}{\sqrt{1 + \left(2,5 \cdot C_t \left(\frac{A_n}{A_g} \right)^2 \right)}} \quad \text{SKSNI 3.4-5}$$

bila $\phi V_c < V_u$, maka diperlukan tulangan geser sebesar :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u}{\phi b_w d} \quad \text{SKSNI 3.4.17}$$

Demikian pula tulangan terhadap kuat rancang torsi balok harus memenuhi syarat :

$$T_u \leq \phi T_n \quad \text{SKSNI 3.4-20}$$

$$T_n = T_c + T_s \quad \text{SKSNI 3.4-21}$$

♦ Untuk tulangan torsi :

- Diabaikan jika $T_u < T_{u \text{ min}}$
- dimana besarnya $T_{u \text{ min}} = \phi \frac{1}{20} \sqrt{f_c'} \sum x^2 y$

Kekuatan pikul beton terhadap torsi :

$$T_c = \frac{\frac{1}{16} \sqrt{f_c'} \sum x^2 y}{\sqrt{1 + \left(0,4 \frac{V_u}{C_t \cdot T_u} \right)}} \quad \text{SKSNI 3.4-22}$$

Bila $\phi T_c < T_u$, maka diperlukan tulangan torsi sebesar :

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u - \phi T_c}{\phi \sum (x_1 y_1) b_w} \quad \text{SKSNI 3.4-23}$$



Tulangan transversal minimal yang diisyaratkan untuk kekuatan :

$$\frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_l}{s} \geq \frac{b_w}{3 f_y} \quad \text{SKSNI 3.4-14}$$

Untuk tulangan torsi memanjang, dipilih yang terbesar antara :

$$A_l = \frac{2 A_t}{s} (x_l + y_l)$$

$$A_l = \left[\frac{2,8 s x}{f_y} \left(\frac{T_u}{1,75 \sqrt{s}} \right) - 2 A_t \right] \frac{x_l + y_l}{s}$$

♦ Perhitungan Momen Kapasitas

Momen kapasitas balok dihitung dengan rumus dibawah ini :

$$M_{kap,b} = \phi_0 M_{n_{uk,b}}$$

dimana :

- $M_{kap,b}$ = momen kapasitas balok (overstrength moment)
- ϕ_0 = overstrength factor (faktor penambahan kekuatan) yang memperhitungkan pengaruh penambahan kekuatan maksimal dari tulangan terhadap kuat leleh, diambil sebesar 1,25 untuk tulangan dengan $f_y \leq 400$ MPa, dan sebesar 1,40 untuk $f_y \geq 400$ MPa.
- $M_{n_{uk,b}}$ = kuat momen lentur nominal aktual balok yang dihitung terhadap luas tulangan aktual pada penampang balok yang ditinjau.

♦ Tulangan Longitudinal Balok

batasan-batasan :

SKSNI 3.14.3.2(1)

1. Minimum 2 batang menerus sepanjang balok, dengan jumlah dari tulangan atas maupun bawah tidak boleh kurang dari ρ min (untuk menjamin putaran daktilitas).
2. Pada sisi muka joint, kuat momen positif tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat momen negatif. Atau secara pendekatan dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$\rho_{\text{bawah}} \geq \frac{1}{2} \rho_{\text{atas}}$$

3. Pada sebarang penampang dari balok, kuat momen positif maupun kuat momen negatifnya tidak boleh kurang dari 1/4 kuat momen maksimum yang terdapat pada kuat ujung joint. Atau secara konservatif dapat dikatakan :

$\rho_{s, \text{atas atau bawah}} \geq 1/4 \rho_{s, \text{max}}$ diujung persyaratan No. 2 dan No. 3 diperlukan untuk menjamin tercapainya tingkat daktilitas rencana di daerah sendi plastis. Disamping itu persyaratan ini diperlukan untuk kuat lentur yang cukup terhadap beban berbalik.

♦ Tulangan Transversal Balok

Pemasangan tulangan transversal yang memadai di daerah sendi plastis diperlukan agar kapasitas disipasi energi maksimum dapat tercapai. Dalam hal ini tulangan transversal berfungsi untuk :

1. Menahan gaya geser sehingga balok dapat mencapai kapasitas lentur.
2. Menjamin kapasitas rotasi pada daerah sendi plastis, yaitu dengan :
 - Mengekang beton pada daerah tekan sehingga mampu meningkatkan deformasi batas dan kekuatan lekatnya.
 - Memberikan dukungan lateral bagi tulangan longitudinal sehingga tekuk dapat dihindari.

Senggang penutup yang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari sisi muka komponen struktur pendukung. (SKSNI 3.14.3.3.(2)).

Spasi maksimum dari senggang tersebut tidak boleh melebihi :

- a. 1/4 tinggi komponen struktur.
- b. 8 diameter tulangan longitudinal terkecil.
- c. 24 diameter batang senggang.
- d. 200 mm

$$e. \frac{1600 \cdot f_{y,t} \cdot A_{s,t}}{(A_{s,a} + A_{s,b}) \cdot f_{y,l}}$$

dimana :

$A_{s,t}$ = luas satu kaki dari tulangan transversal mm^2 .

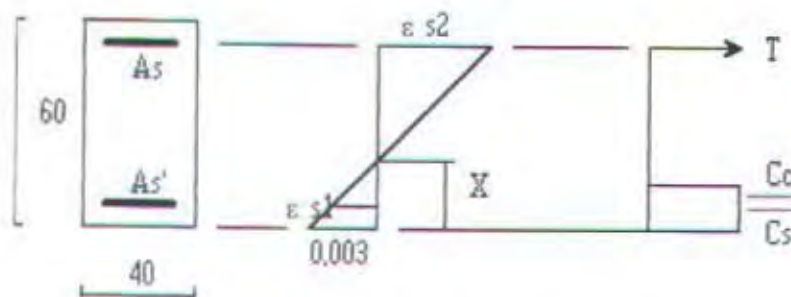
$A_{s,a}$ & $A_{s,b}$ = luas tulangan longitudinal atas dan bawah.

$f_{y,l}$ = kuat lemah tulangan longitudinal, MPa.

$f_{y,t}$ = kuat lemah tulangan transversal, MPa.

Contoh Perhitungan :**♦ Perhitungan Momen Kapasitas Balok****1. Perhitungan Momen Kapasitas (-) Pada Tumpuan Balok Lantai 1 As 2 (B-C).**

Karena dianggap besarnya tulangan yang terpasang sama dengan tulangan yang diperlukan, maka nilai momen leleh negatif diperoleh dari momen nominal balok, dimana harus dihitung berdasarkan jumlah tulangan terpakai. Perhitungan Momen Nominal adalah sebagai seperti desain tulangan lentur, tetapi rasio tulangan harus dihitung berdasarkan jumlah tulangan tarik dan tekan aktual.



Assumsi dasar : Tulangan A_s' (tekan), belum leleh.

$$T = C_c + C_s \quad \rightarrow \quad \text{bisa didapat } X$$

$$\text{dimana : } T = A_s \cdot f_y$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot x \cdot b_w$$

$$C_s = (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \cdot A_s'$$

Adapun cara menentukan x dan nilai f_s' adalah seperti dengan analisis penampang persegi.

Maka dengan data :

$$\text{Tulangan atas} \quad 7 \text{ D } 32, A_s = 5629,4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan bawah} \quad 4 \text{ D } 32, A_s' = 3217 \text{ mm}^2$$

Anggap tulangan tarik leleh dan tulangan tekan belum leleh.

$$\varepsilon_y = \frac{320}{200000}$$

$$= 0,00160$$

$$\varepsilon_{sl} = 0,003 \left(1 - \frac{d'}{x} \right) < \varepsilon_y$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b$$

$$= 0,85 \times 24,61 \times (0,85 \cdot X) \times 400$$

$$= 7122,29 X$$

$$C_s = A_s' \cdot (\varepsilon_s \cdot E_s - 0,85 \cdot f_c')$$

$$= 3217 \times \left(0,003 \cdot \left(1 - \frac{68}{x} \right) \cdot 200000 - 0,85 \cdot 24,61 \right)$$

$$= 1862789,4 - \frac{131253600}{x}$$

$$T = A_s \cdot f_y$$

$$= 5629,4 \times 320$$

$$= 1801408 \text{ N}$$

$$\Sigma H = 0 \rightarrow C_c + C_s - T = 0$$

$$0 = 7112,29 x + \left(1862789,4 - \frac{131253600}{x} \right) - 1801408$$

$$0 = 7112,29x^2 + 61381,4 x - 131253600$$

$$x = 131,6 \text{ mm}$$

$$a = 0,85 \cdot 131,6 = 111,9 \text{ mm}$$

Cek :

$$\varepsilon_{sl} = 0,003 \cdot \left(1 - \frac{68}{x}\right)$$

$$= 0,00145 < \varepsilon_y = 0,00160 \quad \dots \text{ belum leleh (ok) }$$

$$C_c = 7112,29 \text{ x}$$

$$= 935972 \text{ N}$$

$$C_s = 1862789,6 - \frac{131253600}{x}$$

$$= 865531,8 \text{ N}$$

$$M_{n,ak,b} = C_c \left(d - \frac{a}{2}\right) + C_s (d - d')$$

$$= 935972 \left(532 - \frac{111,9}{2}\right) + 865531,8 (532 - 68)$$

$$= 847,195 \text{ KNm}$$

$$M_{kap,b} = OSF \times M_{n,ak}$$

$$OSF = 1,25 \quad f_y \leq 400 \text{ MPa}$$

$$OSF = 1,40 \quad f_y > 400 \text{ MPa}$$

$$= 1,25 \times 847,195 = 1058,994 \text{ Knm}$$

♦ Perhitungan Penulangan Geser dan Torsi

Dari hasil analisa SAP90 didapatkan :

$$1,05 \cdot V_g = 1,05 \times 332,2$$

$$= 348,81 \text{ KN}$$

$$T_u = 1800 \text{ Nm}$$



$$V_{u, maks} = 1,05 \cdot \left(V_{D,b} + V_{L,b} + \frac{4,0}{K} V_{E,b} \right)$$

$$= 472,60 \text{ KN}$$

Menentukan besarnya gaya geser yang bekerja pada balok :

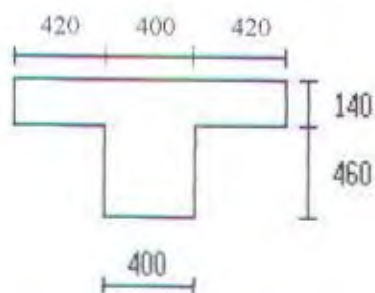
$$V_{u,b} = 0,7 \cdot \frac{M_{kap} + M_{kap'}}{l_n} + 1,05 \cdot V_g$$

$$= 0,7 \times \frac{1058,994 + 1058,994}{7,5} + 348,81$$

$$= 543,9 \text{ KN}$$

Karena $V_{u,b}$ tidak perlu lebih besar dari $V_{u, maks}$, maka :

dipakai $V_{u,b} = 472,6 \text{ KN}$.



$$\Sigma x^2 y = 400^2 \cdot 600 + 2 \cdot (140^2 \cdot 420)$$

$$= 112464000 \text{ mm}^3 \text{ dipakai}$$

$$\Sigma x^2 y = 400^2 \cdot 460 + (140^2 \cdot 1240)$$

$$= 97984000 \text{ mm}^3$$

$$C_t = \frac{b_w \cdot d}{\Sigma x^2 y}$$

$$= \frac{400 \times 532}{112464000} = 0,00189$$

Cek kuat torsi :

$$\begin{aligned}
 T_u \text{ min} &= \Phi \left(\sqrt{f_c'} \sum x^2 y \right) \frac{1}{20} \\
 &= 0,6 \times \sqrt{24,61} \cdot 112464000 \cdot \frac{1}{20} \\
 &= 16737,5 \text{ Nm} > T_u = 1800 \text{ Nm}
 \end{aligned}$$

Torsi boleh diabaikan

Kuat geser beton :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{24,61} \cdot 400 \cdot 532 = 175,9 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Pada daerah 2h dari muka tumpuan kekuatan beton dalam memikul geser tidak boleh diperhitungkan ($V_c = 0$), untuk menjamin terbentuknya sendi plastis di daerah itu. Gaya geser rencana yang dipakai adalah gaya geser rencana pada penampang kritis sejarak d.

$$\begin{aligned}
 V_{u,b} \text{ terpakai} &= 472,6 - \frac{\frac{7688}{2} - 532}{\frac{7688}{2}} \\
 &= 406,44 \text{ KN} > \phi V_c
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_{u,b} \text{ terpakai}}{\phi} - V_c \\
 &= \frac{406,44}{0,6} - 0 \\
 &= 677,4 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{\Delta v}{s} &= \frac{V_s}{f_v \cdot d} \\
 &= \frac{677400}{320,532}
 \end{aligned}$$

$$= 3,979 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Dipakai sengkang, $\phi 12$ dengan $A_s = 113,1 \text{ mm}^2$

$$s = \frac{2 \times 113,1}{3,979} = 56,631 \text{ mm}$$

diambil jarak sengkang = 50 mm

Kontrol spasi maksimum

$$S_{\text{maks}} \leq \frac{1}{4} d = 133 \text{ mm}$$

$$\leq 8 \times 32 = 256 \text{ mm}$$

$$\leq 24 \times 12 = 288 \text{ mm}$$

$$\leq 200 \text{ mm}$$

S terpasang = 50 mm < S maks = 133 mm OK

Diluar daerah sendi plastis (diluar daerah 2h dari muka tumpuan), V_s tetap diperhitungkan.

$$V_{u,b} \text{ terpakai} = 472,6 \cdot \frac{\frac{2000}{2} - 2.600}{\frac{2000}{2}} = 323,4 \text{ kN} > \phi V_c$$

$$V_s = \frac{323,4}{0,6} - 175,9 = 363,1 \text{ kN}$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} = \frac{363100}{320 \times 532} = 2,134 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$s = \frac{2 \times 113,1}{2,134} = 105 \text{ mm}$$

diambil jarak sengkang = 100 mm < S max

6.2. KOMPONEN STRUKTUR KOLOM

Dalam SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.14.4.1 disebutkan bahwa, untuk komponen struktur dengan beban lentur dan aksial tekan (kolom) harus memenuhi syarat-syarat sebagai berikut :

1. Dimensi penampang terpendek, diukur pada satu garis lurus yang melalui titik berat penampang, tidak boleh kurang dari 300 mm.
2. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi yang tegak lurus padanya tidak boleh kurang dari 0,4.
3. Rasio tinggi antar kolom terhadap dimensi penampang kolom yang terpendek tidak boleh lebih besar dari 25. Untuk kolom yang mengalami momen yang dapat berbalik tanda, rasionya tidak boleh lebih besar dari 16. Untuk kolom kantilever rasionya tidak boleh lebih dari 10.

6.2.1. Perencanaan Terhadap Beban Lentur dan Gaya Aksial

Kuat lentur kolom portal harus dihitung berdasarkan terjadinya kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok yang bertemu pada kolom tersebut, yaitu :

$$M_{u,k} = 0,7 \omega_d \sum M_{kap,b} \quad \text{SKSNI 3.14-1}$$

tetapi dalam segala hal tidak boleh lebih besar dari :

$$M_{u,k} = 1,05 \left(M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4}{K} M_{E,k} \right) \quad \text{SKSNI 3.14-2}$$

dan

$$M_{kap,b} = \phi_u M_{nak,b} \quad \text{SKSNI 3.14-3}$$

dimana:

$\Sigma M_{u,k}$ = jumlah momen rencana kolom, pada pusat join. Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial berfaktor yang konsisten dengan arah dari gaya lateral yang ditinjau.

ϕ_d = adalah koefisien pembesar dinamis yang memperhitungkan pengaruh dari terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan = 1,3

$\Sigma M_{kap,b}$ = jumlah momen kapasitas balok, pada pusat join, yang berhubungan dengan kapasitas lentur aktual dari balok (untuk jumlah luas tulangan yang sebenarnya terpasang).

$M_{D,k}$ = momen pada kolom akibat beban mati.

$M_{L,k}$ = momen pada kolom akibat beban mati.

$M_{E,k}$ = momen pada kolom akibat beban gempa dasar (tanpa faktor pengali tambahan).

K = faktor jenis struktur.

ϕ_o = faktor penambahan kekuatan (overstrength factor). Faktor yang memperhitungkan pengaruh penambahan kekuatan maksimal dari tulangan terhadap kuat leleh yang ditetapkan, diambil sebesar 1,25 untuk tulangan dengan $f_y < 400$ MPa, dan 1,4 untuk $f_y \geq 400$ MPa.

$M_{nak,b}$ = kuat momen lentur nominal aktual balok yang dihitung terhadap luas tulangan yang sebenarnya ada pada penampang balok yang ditinjau.

Nilai $\sum M_{kap,b}(+)$ dan $M_{kap,b}(-)$ dikiri dan kanan join yang dihitung bolak-balik untuk arah x dan y. Dalam hal ini dilakukan ekstrapolasi linier terlebih dahulu untuk menentukan nilai momen kapasitas balok pada pusat join, yang dihitung dari muka join sebelah kiri maupun kanan.

$$\begin{aligned} M_{kap,b}(-) \text{ pusat join} &= \frac{L_b}{L_{nb}} M_{kap,b}(+) \text{ muka join.} \\ M_{kap,b}(-) \text{ pusat join} &= \frac{L_b}{L_{nb}} M_{kap,b}(-) \text{ muka join.} \end{aligned}$$

dimana :

L_b = bentang balok dari as ke as balok

L_{nb} = bentang bersih dari balok yang berada disebelah kiri maupun kanan dari join yang ditinjau.

Jadi nilai $\sum M_{kap,b}$ disetiap lantai - i adalah :

$$\begin{aligned} \sum M_{kap,b} &= \sum M_{kap,b} \text{ yang terbesar pada pusat join.} \\ \sum M_{kap,b} &= \sum (M_{kap,b}(+) + M_{kap,b}(-)). \end{aligned}$$

Apabila kekuatan relatif dari unsur-unsur yang bertemu disetiap join diperhitungkan, maka besarnya nilai $\sum M_{u,k}$ di ujung atas dan ujung bawah kolom pada setiap lantai - i untuk masing-masing arah x dan y adalah :

- Ujung atas lantai - i :

$$\sum M_{u,k} \geq 0,7 \omega_d \frac{h}{h_n} \alpha_{ka} \sum M_{kap,b(i+1)}$$

- Ujung bawah lantai - i :

$$\sum M_{u,k} \geq 0,7 \omega_d \frac{h}{h_n} \alpha_{kb} \sum M_{kap,b(i+1)}$$

Nilai faktor distribusi momen dari kolom yang ditinjau, α_k adalah :

- $\alpha_{ka} = \frac{M_{E,k \text{ II } (i) \text{ atas}}}{M_{E,k \text{ II } (i) \text{ atas}} + M_{E,k \text{ II } (i+1) \text{ bawah}}}$
- $\alpha_{kb} = \frac{M_{E,k \text{ II } (i) \text{ bawah}}}{M_{E,k \text{ II } (i) \text{ bawah}} + M_{E,k \text{ II } (i+1) \text{ atas}}}$

Dimana h dan h_n masing-masing adalah tinggi kolom diukur dari as ke as dan tinggi bersih kolom tersebut. nilai $\frac{h}{h_n}$ diperlukan untuk menentukan M_{EX} pada pusat join dengan cara ekstrapolasi linier.

Untuk kolom struktur daktail penuh harus direncanakan dengan gaya aksial rencana $N_{U,k}$ sebagai berikut :

$$N_{U,k} = \frac{0,7 \cdot R_v \cdot \sum M_{sup,b}}{l_b} + 1,05 \cdot N_{g,k}$$

dimana :

$$\begin{aligned} R_v &= \text{faktor reduksi yang dihitung dari :} \\ &= 1 && \text{untuk } 1 < n \leq 4 \\ &= 1,1 - 0,05 n && \text{untuk } 4 < n \leq 20 \\ &= 0,6 && \text{untuk } n > 20 \end{aligned}$$

Dalam hal ini n adalah jumlah lantai tingkat diatas kolom yang ditinjau. Tetapi dalam segala hal :

$$N_{U,k} \leq 1,05 \left(N_{g,k} + \frac{4}{K} N_{E,k} \right)$$

dimana :

- l_b = bentang balok, diukur dari pusat join.
- $N_{g,k}$ = gaya aksial akibat beban gravitasi.
- $N_{E,k}$ = gaya aksial akibat beban gempa pada pusat join.

Nilai faktor reduksi R_v dipakai karena momen kapasitas balok tidak mungkin terjadi secara menyeluruh dan atau saat yang bersamaan.

* Penulangan Lentur Kolom

Penulangan lentur kolom didasarkan pada beban aksial dan momen yang bekerja pada elemen kolom.

* Perhitungan Kelangsingan kolom

$$\text{Rumus} \quad k \frac{L_u}{r}$$

dimana :

- k = faktor panjang efektif
- r = radius girasi, pada komponen struktur tekan persegi boleh diambil sama dengan 0,3 kali dimensi total dalam arah stabilitas yang ditinjau, dan sama dengan 0,25 kali diameter untuk komponen struktur tekan bulat (SKSNI 3.3.11.2(3))
- L_u = tinggi bersih dari komponen struktur tekan

Berdasarkan SKSNI-T-15-1991-03 3.3.11.2 (1-2), komponen struktur tekan dibedakan menjadi dua :

* Struktur dengan pengaku (*Braced Frame*)

Faktor panjang efektif k harus diambil sama dengan 1, kecuali bila analisis menunjukkan bahwa suatu nilai yang lebih kecil boleh digunakan.

* Struktur tanpa pengaku (*Unbraced Frame*)

Faktor panjang efektif k harus ditentukan dengan mempertimbangkan pengaruh dari keretakan dan tulangan terhadap kekakuan relatif dengan bantuan *nomogram* (*grafik alignment*) dengan prosedur pemakaian grafik sebagai berikut :

$$\Psi = \frac{\sum \frac{E I}{L_{kolom}^3}}{\sum \frac{E I}{L_{balok}^3}}$$

untuk perletakan sendi $\Psi = 10$

untuk perletakkan jepit $\Psi = 0$

Untuk faktor kekangan ujung atas (Ψ_u) dan bawah (Ψ_b), dari kedua nilai Ψ diatas dihubungkan, maka didapatkan faktor panjang efektif (k).

• Batasan Perbandingan Kelangsingan

Pengaruh kelangsingan dapat diabaikan jika memenuhi syarat-syarat sebagai berikut (SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.3, 11.4) :

a. Portal dengan pengaku :

$$\frac{k \cdot L_u}{r} < 34 - 12 \cdot \frac{M1b}{M2b}$$

b . Portal tanpa pengaku :

$$\frac{k \cdot L_u}{r} < 22$$

dengan :

$$[M1b] < [M2b]$$

$\frac{M1b}{M2b}$ bernilai positif untuk kelengkungan tunggal

- Bila bidang momen lentur mempunyai momen maksimum tidak pada ujung, maka nilai $\frac{M1b}{M2b}$ diambil = 1
- Juga bila pada kedua ujung tidak ada / tidak diketahui besar momennya, nilai $\frac{M1b}{M2b}$ diambil = 1

• Perhitungan Kolom Pendek

1. Bila kolom beban konsentris untuk ($e < 0,10h$)

Persyaratan :

$$P_n \geq \frac{P_u}{\phi}$$

Dari pasal 10.3.5.2 (dengan tulangan spiral) :



$$P_n \max = 0,85 [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

Dari kedua syarat diatas (1 dan 2) didapat desain A_{st} yang dibutuhkan.

2. Kolom dengan $e < e_{min}$
 hitung : $\frac{P_n}{f_c' \cdot A_g}$ dan $\frac{M_n}{f_c' \cdot A_g h}$

Dari diagram interaksi yang diperoleh ρ yang diperlukan.

♦ Perhitungan Kolom Panjang (bahaya tekuk)

Untuk komponen struktur tekan dimana pengaruh kelangsingan tidak boleh diabaikan dan $\frac{k \cdot L_u}{r} < 100$, struktur tersebut boleh diperhitungkan dengan metode pembesaran momen pada SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.3.11.5

♦ Metode Pembesaran momen

1. Untuk braced frame

rumus : $M_c = \delta_b (M_{1b} + M_{2b})$
 $M_c = \delta_b M_u$

Catatan :

Pada braced frame tidak perlu dipisahkan antara momen yang menimbulkan *sideway* atau tidak.

2. Untuk unbraced frame

rumus : $M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2b}$

dengan :

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi \cdot P_c}} \geq 1,0$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum M_u}{\phi \cdot \sum P_c}} \geq 1,0$$

C_m = faktor pembesaran momen, nilainya adalah sebagai berikut :

♦ Portal dengan pengaku :

- dengan beban transversal :

$$C_m = 1$$

- Momen-momen ujung saja :

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0,4$$

♦ Portal tanpa pengaku :

$$C_m = 1$$

Φ = faktor reduksi kekuatan, berharga 0,65 SKSNI 3.2.3.2.2b

P_u = beban aksial berfaktor

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k L_u)^2}$$

Pengertian $\sum P_c$ dan $\sum P_u$ adalah penjumlahan dari harga P_c dan P_u semua kolom dalam satu tingkat.

Ketentuan mencari faktor kekakuan EI : SKSNI 3.3.11.5.2

$$\begin{aligned} EI &= \frac{0,2 E_c I_g + E_s I_s}{1 + \beta_d} && \text{atau} \\ EI &= \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_d} && \text{dipilih yang terbesar} \end{aligned}$$

Bila dalam desain awal dimana tulangan belum dipilih atau terpasang,

harga EI bisa diambil sebagai berikut :

$$\begin{aligned} EI &= \frac{0,5 E_c I_g}{1 + \beta_d} \\ \beta_d &= \left| \frac{\text{Momen beban mati berfaktor}}{\text{Momen beban total berfaktor}} \right| \end{aligned}$$

Batasan minimum untuk nilai momen ini adalah :

$$M_u = P_u e_{min}$$

dengan :

$$e_{min} = (12 + 0,03h) \text{ mm}$$

• **Menentukan Luas Tulangan**

1. Hitung P_n perlu :

$$P_n = \frac{P_n}{\phi} \leq P_n \text{ maks}$$

dengan :

- Untuk tulangan spiral :

$$P_n \text{ maks} = 0,85 \cdot [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

- Untuk tulangan sengkang :

$$P_n \text{ maks} = 0,8 \cdot [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

2. Hitung M_n perlu hasil pembesaran :

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$e_{\text{perlu}} = \frac{M_n}{P_n}$$

Syarat minimum eksentrisitas :

$$e_{\text{min}} = (15 + 0,03h) \text{ mm}$$

3. Berdasarkan nilai-nilai :

$$\frac{P_n}{f_c' \cdot A_g} \text{ dan } \frac{M_n}{f_c' \cdot A_g \cdot h}$$

Diperoleh harga ρ tulangan lentur yang dicari dengan bantuan diagram interaksi M-N

$$A_{st} = \rho \cdot A_g$$

Jarak bersih antar tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari db atau 25 mm (SKSNI 3.16.6.1).

6.2.2. Perencanaan Terhadap Beban Geser

- Gaya Geser Rencana Kolom

Gaya geser rencana V_u harus ditentukan berdasarkan persamaan berikut :

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,ka} + M_{u,kb}}{h_n}$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,k} = 1,05 \cdot \left(V_{D,k} + V_{L,k} + \frac{4}{8} V_{E,k} \right)$$

dimana :

$M_{u,ka}$ = Momen rencana kolom pada ujung atas kolom di muka balok.

$M_{u,kb}$ = Momen rencana kolom pada ujung bawah kolom di muka balok.

h_n = tinggi bersih dari kolom yang ditinjau.

Akan tetapi pada lantai dasar dan lantai paling atas yang memperbolehkan terjadinya sendi plastis pada kolom, gaya geser rencana kolom dihitung berdasarkan momen kapasitas dari kolom.

$$\begin{aligned} V_{u,k} \text{ lantai dasar} &= \frac{M_{u,ka} \text{ lantai 1} + M_{kap,k} \text{ lantai 1}}{h_n} \\ V_{u,k} \text{ lantai atas} &= \frac{1}{h_n} \cdot (2 \times M_{kap,k} \text{ lantai atas}) \end{aligned}$$

- Konsep Geser Nominal

$$V_n = V_c + V_s = \frac{V_{u,k}}{\phi}$$

Pasal 3.14.7.2.2.1 SKSNI-T-15-1991-03 menjelaskan bahwa asumsi nilai $V_c = 0$

untuk lokasi berpotensi sendi plastis. Untuk daerah diluar sendi plastis kontribusi

V_c tetap diperhitungkan dengan rumus sebagai berikut :



$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) \cdot b_w \cdot d \quad \text{SKSNI 3.4.3.2}$$

dengan :

N_u = gaya aksial minimum yang terjadi pada kolom yang ditinjau.

Kuat geser yang dipikul tulangan geser :

$$V_s = V_n - V_c$$

♦ Tulangan Transversal

Pada pasal 3.14.4.4.2 SKSNI-T-15-1991-03 menjelaskan bahwa tulangan transversal pada daerah sendi plastis potensial harus dipasang dengan spasi tidak melebihi :

- $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil.
- ≤ 8 kali diameter tulangan memanjang.
- ≤ 100 mm.

Pada pasal 3.14.4.4.4 SKSNI-T-15-1991-03 menjelaskan bahwa tulangan transversal ini dipasang sepanjang l_o dari muka yang ditinjau. Panjang l_o tidak boleh kurang dari :

- Tinggi komponen dimensi struktur, untuk :

$$N_{u,k} \leq 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$$

- 1,5 kali tinggi komponen dimensi struktur, untuk :

$$N_{u,k} > 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$$

- $\frac{1}{6}$ bentang bersih dari komponen struktur.
- 450 mm

♦ Mencari Momen Nominal Aktual

Cara perhitungan momen nominal aktual untuk kolom ataupun momen kapasitas kolom adalah sama dengan perhitungan momen kapasitas untuk balok induk.

♦ Kontrol Momen Biaksial

Untuk mencari momen biaksial ini digunakan metode pendekatan Bressler, dengan persamaan :

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} + \frac{1}{P_o}$$

dimana : P_{ox} = gaya aksial nominal dengan eksentrisitas x

P_{oy} = gaya aksial nominal dengan eksentrisitas y

P_o = Kekuatan nominal tanpa eksentrisitas
 $= 0,8 \cdot \phi \cdot [f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$

Nilai P_{ox} dan P_{oy} diperoleh dari diagram interaksi M-N non dimensi. Dengan mengetahui nilai $\frac{e_x}{h}$ dan $\frac{e_y}{h}$ terlebih dahulu akan didapat sumbu ordinat (nilai k), sehingga P_{ox} dan P_{oy} akan didapat dari persamaan tersebut, dengan memasukkan harga k :

$$P_{ox} = k \cdot A_g \cdot f_c'$$

$$P_{oy} = k \cdot A_g \cdot f_c'$$

• Perhitungan Penulangan Lentur Kolom

Untuk contoh perhitungan kolom, dipakai data kolom interior As B-2(kolom 3122) pada lantai dasar.

• Data Kolom

- Dimensi = $900 \times 900 \text{ mm}^2$
- Mutu beton (f_c') = 24,61 MPa
- $h = 3,6 \text{ m}$
- Mutu baja (f_y) = 320 MPa
- $h_n = 2,9 \text{ m}$
- Tulangan Utama = D32
- decking = 40 mm
- Begel = $\phi 12$

• Gaya-gaya dalam kolom

$$N_{u,k \max} = 12183,7 \text{ kN}$$

$$1,05 \cdot N_g = 7193,4 \text{ kN}$$

Arah X

Arah Y

$$M_{k,p \text{ ki}} = 1058,994 \text{ KNm} \quad M_{k,p \text{ ki}} = 1468,54 \text{ KNm}$$

$$M_{k,p' \text{ ki}} = 1058,994 \text{ KNm} \quad M_{k,p' \text{ ki}} = 1468,54 \text{ KNm}$$

$$M_{k,p \text{ ka}} = 1058,994 \text{ KNm} \quad M_{k,p \text{ ka}} = 1468,54 \text{ KNm}$$

$$M_{k,p' \text{ ka}} = 1058,994 \text{ KNm} \quad M_{k,p' \text{ ka}} = 1468,54 \text{ KNm}$$

$$M_{E(i) b} = 640,9 \text{ KNm} \quad M_{E(i) b} = 237,2 \text{ KNm}$$

$$M_{E(i) a} = 76,9 \text{ KNm} \quad M_{E(i) a} = 61,3 \text{ KNm}$$

$$M_{E(i+1) b} = 227 \text{ KNm} \quad M_{E(i+1) b} = 101,5 \text{ KNm}$$

$$M_{E(i+1) a} = 0 \quad M_{E(i+1) a} = 0$$

$$M_{u, kb \max} = 1757,7 \text{ KNm} \quad M_{u, kb \max} = 1029,5 \text{ KNm}$$

$$M_{u, ka \max} = 412,6 \text{ KNm} \quad M_{u, ka \max} = 165,4 \text{ KNm}$$

◆ **Analisa Momen Rencana Kolom**

$$\begin{aligned} \mu_{u,ka} &= 0,7 \cdot \omega_d \cdot \frac{h}{h_n} \cdot \alpha_{ka} \cdot \sum M_{kap,b(i+1)} \\ \mu_{u,kb} &= 0,7 \cdot \omega_d \cdot \frac{h}{h_n} \cdot \alpha_{kb} \cdot \sum M_{kap,b(i)} \end{aligned}$$

dimana :

$$\begin{aligned} \sum M_{kap,b} &= \frac{l_{ki}}{l_{u,ki}} M_{kap,ki} + \frac{l_{ka}}{l_{u,ka}} M_{kap,ka} \\ \alpha_{ka} &= \frac{M_{E,kb,b(i)}}{M_{E,ka,b(i)} + M_{E,kb,b(i-1)}} \\ \alpha_{kb} &= \frac{M_{E,ka,b(i)}}{M_{E,ka,b(i)} + M_{E,kb,b(i-1)}} \end{aligned}$$

Arah X

$$\begin{aligned} \sum M_{kap,b(i+1)} &= \frac{8}{7,50} \times 1058,994 = 1129,6 \text{ KNm} \\ \sum M_{kap,b(i)} &= 0 \\ \alpha_{ka} &= \frac{76,9}{76,9+227} = 0,253 \\ \alpha_{kb} &= \frac{640,9}{640,9+0} = 1 \\ \mu_{u,ka x} &= 0,7 \times \frac{3,6}{2,9} \times 1,3 \times 0,253 \times 1129,6 \\ &= 322,897 \text{ KNm} < \mu_{u,ka \text{ max}} \\ \mu_{u,kb x} &= 0,7 \times \frac{3,6}{2,9} \times 1,3 \times 1 \times 0 \\ &= 0 \text{ KNm} < \mu_{u,kb \text{ max}} \end{aligned}$$

Arah Y

$$\begin{aligned} \sum M_{kap,b(i+1)} &= \frac{8}{7,6} \times 1468,54 = 1545,8 \text{ KNm} \\ \sum M_{kap,b(i)} &= 0 \\ \alpha_{ka} &= \frac{61,3}{61,3+101,5} = 0,376 \\ \alpha_{kb} &= \frac{237,2}{237,2+0} = 1 \\ \mu_{u,ka y} &= 0,7 \times \frac{3,6}{2,9} \times 1,3 \times 0,376 \times 1545,8 \\ &= 666,29 \text{ KNm} > \mu_{u,ka \text{ max}} \\ \mu_{u,kb y} &= 0,7 \times \frac{3,6}{2,9} \times 1,3 \times 1 \times 0 \\ &= 0 < \mu_{u,kb \text{ max}} \end{aligned}$$

Jadi Momen Rencana Kolom :

$$Mu_{kax} = 322,897 \text{ KNm}$$

$$Mu_{kby} = 1757,7 \text{ KNm}$$

$$Mu_{kay} = 165,4 \text{ KNm}$$

$$Mu_{kby} = 1029,5 \text{ KNm}$$

• Analisa Gaya Aksial Rencana Kolom

$$\begin{aligned} Nu_k &= 0,7 \cdot R_v \cdot \frac{\sum M_{kap,b}}{l_{u,b}} + 1,05 \cdot N_g \\ \frac{\sum M_{kap,bx}}{l_{u,b}} &= \frac{M_{kap,ki} + M_{kap'_{ki}}}{l_{u,ki}} - \frac{M_{kap,ka} + M_{kap'_{ka}}}{l_{u,ka}} \\ &= \frac{1058,994 + 1058,994}{8} - \frac{1058,994 - 1058,994}{8} \\ &= 0 \end{aligned}$$

$$R_v = 1,1 - 0,025 \times 10 = 0,85$$

$$Nu_{kx} = 0,7 \times 0,85 \times 0 + 7193,4$$

$$= 7193,4 \text{ KN} < Nu_{kmax}$$

$$\begin{aligned} \frac{\sum M_{kap,bx}}{l_{u,b}} &= \frac{1468,54 + 1468,54}{8} - \frac{1468,54 - 1468,54}{8} \\ &= 0 \end{aligned}$$

$$Nu_k = 0,7 \times 0,85 \times 0 + 7193,4$$

$$= 7193,4 \text{ KN} < Nu_{kmax}$$

$$\text{Jadi } Nu_k = 7193,4 \text{ KN}$$

- Cek perbandingan kelangsingan :

$$\Psi_A = \frac{2(4700 \sqrt{24,61} \cdot \frac{1}{12} \cdot 900^4 / 3600)}{2(4700 \sqrt{24,61} \cdot \frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 600^3 / 8000 + 4700 \sqrt{24,61} \cdot \frac{1}{12} \cdot 500 \cdot 700^3 (\frac{1}{8000} + \frac{1}{4000}))}$$

$$= 5,09$$

$$\Psi_B = 1$$

Dari nomogram untuk struktur tanpa pengaku, diperoleh $k = 1,5$.

$$L_u = 290 \text{ cm}$$

$$r = 0,3 \times 90$$

$$= 27 \text{ cm}$$

$$k \cdot \frac{L_u}{r} = 1,5 \times \frac{290}{27}$$

$$= 16,1 \leq 22 \quad (\text{kolom pendek})$$

Karena termasuk kolom pendek jadi tidak ada bahaya tekuk.

- Mencari luas tulangan perlu :

$$k = \frac{P_u}{A_g}$$

$$= \frac{7193400}{900^2}$$

$$= 8,9$$

$$\phi \text{ Moy} = M_{ux} + M_{uy} \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{1-\beta}{\beta} = 1757700 + 1029500 \cdot \left(\frac{0,0}{0,9} \right) \cdot \left(\frac{1-0,65}{0,65} \right)$$

$$= 1813135 \text{ Nm}$$

$$k \frac{e}{h} = \frac{\phi \text{ Moy}}{A_g \cdot h}$$

$$= \frac{181313500}{900^2 \times 900}$$

$$= 2,49$$

dari diagram interaksi M - N non dimensi didapat nilai $\rho = 2 \%$

$$A_{st} = 0,02 \times 900^2$$

$$= 16200 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 24 D32 (Ast ada = 19300 mm²)

Cek dengan metode Bressler :

$$\begin{aligned}
 P_o &= 0,8 [f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y] \\
 &= 0,8 [24,61 (900^2 - 19300) + 19300 \times 320] \\
 &= 20508101 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Arah X :

$$\begin{aligned}
 e_x &= \frac{M_{u,ky}}{P_u} = \frac{1757700}{7193400} = 244 \text{ mm} \\
 \frac{e_x}{h} &= \frac{244}{900} = 0,271
 \end{aligned}$$

dari diagram interaksi M - N non dimensi didapat :

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{P_{oy}}{A_g} = 9,5 \\
 P_{ox} &= 9,5 \times 900^2 \\
 &= 7695000 \text{ N} \\
 P_{nx} &= \frac{7695000}{0,65} \\
 &= 11838462 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Arah Y :

$$\begin{aligned}
 e_y &= \frac{M_{u,kx}}{P_u} = \frac{1029500}{7193400} \\
 &= 143 \text{ mm} \\
 \frac{e_y}{h} &= \frac{143}{900} \\
 &= 0,158
 \end{aligned}$$

Dari diagram interaksi M - N diperoleh :

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{P_{oy}}{A_g} = 12,5 \\
 P_{oy} &= 12,5 \times 900^2 \\
 &= 101250000 \text{ N} \\
 P_{ny} &= \frac{101250000}{0,65} \\
 &= 15576923 \text{ N}
 \end{aligned}$$

maka :

$$\begin{aligned} \frac{1}{P_n} &= \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o} \\ &= \frac{1}{11838462} + \frac{1}{15576923} - \frac{1}{20508101} \\ P_n &= 12009334 > \frac{P_u}{\phi} = 11066769 \text{ N} \dots \text{ok} \end{aligned}$$

♦ Perhitungan Penulangan Geser Kolom

Data kolom :

Arah X :

$$M_{u,ka} = 322,897 \text{ KNm}$$

$$M_{kup,k} = 1058,994 \text{ KNm}$$

$$V_{u,kx \max} = 261 \text{ KNm}$$

Arah Y :

$$M_{u,ka} = 165,4 \text{ KNm}$$

$$M_{kup,k} = 1468,54 \text{ KNm}$$

$$V_{u,ky \max} = 179 \text{ KNm}$$

$$\begin{aligned} V_{u,kx} &= \frac{322,897 + 1058,994}{2,9} = 476 \text{ KN} > V_{u,kx \max} \\ V_{u,ky} &= \frac{165,4 + 1468,54}{2,9} = 563,4 > V_{u,ky \max} \end{aligned}$$

Gaya Geser Rencana :

$$V_{u, \text{desain}} = 461 \text{ KN}$$

Cek torsi minimum :

$$\begin{aligned} T_{u \min} &= \phi \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{20} \sum x^2 y \right) \\ &= 0,6 \times \frac{\sqrt{24,61}}{20} \times 900 \times 900 \\ &= 108493717 \text{ Nmm} \\ &= 108494 \text{ Nm} > T_u = 15600 \text{ Nm} \end{aligned}$$

jadi torsi dapat diabaikan.



Untuk ujung kolom yang akan terjadi sendi plastis, kemampuan beton menerima geser diabaikan. Sedangkan untuk daerah lain, kontribusi beton untuk menerima geser tetap diperhitungkan dengan rumus :

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b_w \cdot d \\ &= 2 \cdot \left(1 + \frac{7193400}{14 \times 900^2} \right) \cdot \frac{\sqrt{24,61}}{6} \cdot 900 \cdot 832 \\ &= 2023683 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 2023683 = 1214210 \text{ N}$$

$$0,5\phi V_c = 0,5 \times 1214210 = 60105 \text{ N}$$

$$V_u = 261 \text{ KN} < 0,5 \phi V_c$$

maka hanya dibutuhkan tulangan sengkang minimum sebesar :

$$A_v \text{ min} = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y}$$

$$\text{Dipakai sengkang } \phi 12, A_s \text{ ada} = 113,1 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \cdot 3 \cdot f_y}{b_w} = \frac{2 \times 113,1 \times 3 \times 320}{900} = 241,3 \text{ mm}$$

Jadi dipakai sengkang $\phi 12 - 200$

Di daerah sendi plastis besarnya $\phi V_c = 0$, sehingga $\phi V_s \text{ perlu} = V_u$, $k = 461 \text{ KN}$.

Pemasangan sengkang di muka joint sepanjang $l_o = 900 \text{ mm}$.

$$s = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{\phi \cdot V_s} = \frac{0,6 \cdot 2 \cdot 113,1 \cdot 320 \cdot 832}{261000} = 138 \text{ mm}$$

Syarat spasi maksimum :

$$\begin{aligned} s &\leq \frac{h}{4} = \frac{900}{4} = 212,5 \text{ mm} \\ &\leq 8 \times 32 = 256 \text{ mm} \\ &\leq 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi dipasang dipasang sengkang $\phi 12 - 100 \text{ mm}$

6.3. DESAIN BEAM COLUMN JOINT

Dalam SKSNI-T-15-1991-03 disebutkan bahwa momen lentur gaya geser kolom serta gaya geser horisontal V_{jh} dan gaya geser V_{jv} yang melewati inti pertemuan balok-kolom (*beam column joint*) harus dievaluasi dengan analisis rasional yang memperhitungkan seluruh pengaruh dari gaya-gaya yang membentuk kesetimbangan pada joint yang ditinjau (pasal 3.14.6.1.1).

Gaya geser horisontal ditentukan dengan persamaan :

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \quad \text{SKSNI 3.14-6}$$

dengan :

$$\begin{aligned} C_{ki} &= T_{ki} = 0,70 \frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}} \\ T_{ka} &= C_{ka} = 0,70 \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}} \\ V_{kol} &= \frac{0,70 \left(\frac{I_{ki}}{I_{k,a}} M_{kap,ki} + \frac{I_{ka}}{I_{k,b}} M_{kap,ka} \right)}{0,5 (h_{k,a} + h_{k,b})} \end{aligned}$$

SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.14.6.1.1 mengasumsikan bahwa tegangan didalam tarik lentur adalah $1,25 f_y$, ditulis :

$$T = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y$$

sedangkan gaya geser vertikal V_{jv} dihitung sebagai berikut :

$$V_{jv} = \left(\frac{h_c}{b_j} \right) \cdot V_{jh}$$

dalam hal ini lebar efektif joint (b_j) harus dihitung sebagai berikut :

1. Apabila $b_c > b_b$, maka b_j diambil nilai yang terkecil dari :

$$\begin{aligned} b_j &\leq b_c \\ &\leq b_b + \frac{h_c}{2} \end{aligned}$$

2. Apabila $b_c < b_b$, maka b_j diambil nilai yang terkecil dari :

$$\begin{aligned} b_j &\leq b_b \\ &\leq b_b + \frac{h_c}{2} \end{aligned}$$

Kontrol tegangan horisontal yang terjadi :

$$V_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j \cdot h_c} \leq 1,5 \cdot \sqrt{f_c'} \quad \text{SKSNI 3.14.6.1-2}$$

Dalam hal perhitungan diatas nilai V_{jh} tidak boleh melebihi $1,5 \sqrt{f_c'}$ agar tidak terjadi keruntuhan tekan beton didalam inti join.

Gaya geser horisontal V_{jh} diteruskan melewati join dengan dua jenis mekanisme, yaitu sebagai berikut :

1. Strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung join yang memikul geser V_{ch} .
2. Mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horisontal dan strat diagonal beton daerah tarik join yang memikul geser V_{sh} sehingga :

$$V_{sh} - V_{ch} = V_{jh} \quad \text{SKSNI 3.14-9}$$

Geser yang dipikul beton (SKSNI pasal 3.14.6.1.4.a), yaitu nilai geser V_{ch} yang dipikul oleh beton strat harus diambil sama dengan nol, kecuali :

1. Apabila tegangan tekan rata-rata minimum pada penampang bruto kolom beton diatas join (termasuk tegangan prategang bila ada), melebihi nilai $0,10 f_c'$ maka :

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{N_{u,k}}{A_g}} \cdot 0,1 f_c' \cdot b_j \cdot h_c$$

2. Apabila seluruh balok pada join dirancang sehingga penampang kritis dari sendi plastis terletak pada suatu jarak yang lebih kecil dari tinggi penampang balok diukur dari muka kolom, maka :

$$V_{ch} = 0,5 \cdot \frac{A_s'}{A_s} \cdot V_{jh} \cdot \left(1 + \frac{N_{n,k}}{0,4 \cdot A_g \cdot f_c'} \right)$$

dimana $\frac{A_s'}{A_s} \leq 1$

Apabila gaya aksial tarik pada kolom melebihi nilai $0,20 f_c'$, maka nilai V_{ch} didapat dari interpolasi linier antara nol sampai dengan nilai yang diberikan oleh persamaan diatas, dengan asumsi bahwa nilai $N_{n,k}$ sama dengan nol. Adapun nilai $N_{n,k}$ pada persamaan diatas dihitung dengan persamaan berikut :

$$N_{n,k} = \frac{N_{u,k}}{\Phi}$$

dimana Φ adalah faktor reduksi kekuatan.

Untuk menentukan luas total efektif dari tulangan geser horisontal yang melewati bidang diatas diagonal dan diletakkan didaerah lebar join efektif b_j adalah :

$$A_{jv} \geq \frac{V_{sv}}{f_y} \quad \text{SKSNI 3.14-17}$$

dimana :

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv} \quad \text{SKSNI 3.14-15}$$

Adapun kuat geser vertikal yang dipikul oleh beton dapat dihitung sebagai berikut

$$V_{cv} = A_s c' \cdot \frac{V_{jh}}{A_s c'} \left(0,6 + \frac{N_{n,k}}{A_g \cdot f_c'} \right)$$

Apabila terdapat tegangan aksial tarik pada seluruh penampang kolom yang bernilai kurang dari satu (1) atau sama dengan $0,2 f_c'$, maka nilai V_{cv} harus diinterpolasi linier antara nilai yang diberikan oleh persamaan diatas sampai dengan nilai nol, dengan asumsi bahwa nilai $N_{n,k}$ sama dengan nol.

Sedang apabila diinginkan terjadi sendi plastis pada kolom diatas dan dibawah join sebagai bagian dari mekanisme disipasi energi utama maka V_{cv} harus sama dengan nol untuk seluruh nilai gaya aksial yang bekerja pada kolom.

Tulangan geser join vertikal ini harus terdiri dari tulangan kolom antara (*intermediate bars*) yang terletak pada bidang lentur antara ujung tulangan sisi luar atau terdiri dari sengkang pengikat vertikal atau tulangan vertikal khusus yang diletakkan dalam kolom harus dijangkarkan secukupnya untuk meneruskan gaya tarik yang disyaratkan kedalam join. Jarak antara tulangan join vertikal pada tiap bidang balok yang menuju ke join, tidak boleh melebihi 200 mm dan minimum terdapat satu batang tulangan kolom antara pada tiap sisi kolom.

Sedangkan tulangan balok yang berakhir didalam suatu kolom harus diteruskan hingga sisi muka terjauh dari inti kolom terkekang dan mempunyai panjang penyaluran yang cukup.

- Contoh Perhitungan Beam-Column Joint

- Data balok

Arah X :

$$- b = 400 \text{ mm} \quad l_{ki} = l_{ka} = 8 \text{ m}$$

$$- h = 600 \text{ mm} \quad l_{ki, n} = l_{ka, n} = 7,1 \text{ m}$$

$$- M_{kap, b \text{ ki}} = 1058,994 \text{ KNm}$$

$$- M_{kap, b \text{ ka}} = 1058,994 \text{ KNm}$$

$$- Z_{k-x} = d - a/2 = 532 - 111,9/2 = 476,1 \text{ mm}$$

Arah Y :

$$- b = 500 \text{ mm} \quad l_{ki} = l_{ka} = 8 \text{ m}$$

$$- h = 700 \text{ mm} \quad l_{ki, n} = l_{ka, n} = 7,1 \text{ m}$$

$$- M_{kap, b \text{ ki}} = 1468,54 \text{ KNm}$$

$$- M_{kap, b \text{ ka}} = 1468,54 \text{ KNm}$$

$$- Z_{k-x} = d - a/2 = 632 - 113/2 = 575,5 \text{ mm}$$

- Data kolom

$$- b = 900 \text{ mm}$$

$$- h = 900 \text{ mm}$$

$$- h_{ka} = 3 \text{ m}$$

$$- h_{kb} = 3,6 \text{ m}$$

$$- N_u = 7193400 \text{ N}$$

• Analisa Gaya Dalam Joint

arah x :

$$V_{kol} = \frac{0,7 \left(\frac{h_k}{h_{k,a}} M_{kap,k} - \frac{h_k}{h_{k,b}} M_{kap,k} \right)}{0,5 (h_{k,a} + h_{k,b})}$$

$$V_{kol} = \frac{0,7 \left(\frac{8}{7,1} 1058994 + \frac{8}{7,1} 1058994 \right)}{0,5 (3 + 3,6)}$$

$$= 506220 \text{ N}$$

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,7 \cdot \frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}}$$

$$= 0,7 \cdot \frac{1058994}{0,476}$$

$$= 1557344 \text{ N}$$

$$C_{ka} = T_{ka} = 0,7 \cdot \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ki}}$$

$$= 0,7 \cdot \frac{1058994}{0,476}$$

$$= 1557344 \text{ N}$$

$$V_{jh-x} = C_{ki} + C_{ka} - V_{kol-x}$$

$$= 1557344 + 1557344 - 506220$$

$$= 1608468 \text{ N}$$

arah y :

$$V_{kol} = \frac{0,7 \left(\frac{h_k}{7,1} 1468540 + \frac{h_k}{7,1} 1468540 \right)}{0,5 (3 + 3,6)}$$

$$= 701991 \text{ N}$$

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,7 \cdot \frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}}$$

$$= 0,7 \cdot \frac{1468540}{0,575}$$

$$= 1787788 \text{ N}$$

$$C_{ka} = T_{ka} = 0,7 \cdot \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ki}}$$

$$= 0,7 \cdot \frac{1468540}{0,575}$$

$$= 1787788 \text{ N}$$

$$V_{jh-y} = C_{ki} + C_{ka} - V_{kol-y}$$

$$= 1787788 + 1787788 - 701991$$

$$= 1873585 \text{ N}$$

Karena $V_{jh-y} > V_{jh-x}$, maka $V_{jh} = 1873585 \text{ N}$

$$\begin{aligned} V_{jv} &= \left(\frac{b_j}{h_c} \right) V_{jh} \\ &= \left(\frac{900}{900} \right) \cdot 1873585 \\ &= 1873585 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol tegangan horisontal yang terjadi :

$$V_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j \cdot h_c} \leq \sqrt{f_c'}$$

dengan lebar efektif pertemuan (b_j) diambil sebagai berikut :

$$b_c > b_b \rightarrow b_j = b_c = 900$$

$$b_j = b_b + 0,5 \cdot h_c = 500 + 0,5 \cdot 900 = 975$$

diambil yang terkecil, yaitu $b_j = 900 \text{ mm}$

$$v_{jh} = \frac{1873585}{900 \times 900} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$1,5 \sqrt{f_c'} = 1,5 \sqrt{24,61} = 7,44 > v_{jh} \quad \dots \text{ ok}$$

6.3.1. Penulangan Geser Horisontal

$$N_u = 7193400 \text{ N}$$

$$\frac{N_u}{A_g} = \frac{7193400}{900 \times 900} = 8,88 \text{ MPa} > 0,1 \cdot f_c' = 2,46 \text{ MPa}$$

Jadi V_{ch} dihitung menurut rumus :

$$\begin{aligned} V_{ch} &= \frac{2}{3} \sqrt{\frac{N_{u,k}}{A_g} - \frac{f_c'}{10}} \cdot b_j \cdot h_c \\ &= \frac{2}{3} \sqrt{\frac{7193400}{0,6 \times 900 \times 900} - \frac{24,61}{10}} \times 900 \times 900 \\ &= 1368209 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{sh} &= V_{jh} - V_{ch} \\ &= 1873585 - 1368209 \\ &= 505376 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{jh} &= \frac{V_{sh}}{f_v} \\ &= \frac{505376}{320} \\ &= 1757,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

digunakan sengkang rangkap $\phi 12$

maka digunakan 8 $\phi 12$, $A_{st} = 1809,6 \text{ mm}^2$

6.3.2. Penulangan Geser Vertikal

$$\begin{aligned} V_{cv} &= \frac{A_{sc}' \cdot V_{jh}}{A_{sc}} \left(0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g \cdot f_c'} \right) \rightarrow \frac{A_{sc}'}{A_{sc}} = 1 \\ &= 1873585 \cdot \left(0,6 + \frac{7193400}{0,6 \times 900 \times 900 \times 24,61} \right) \\ &= 2761110 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{jv} = 1873585 \text{ N}$$

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv}$$

$$V_{cv} \geq V_{jv} \quad \dots \text{tidak perlu tulangan geser vertikal}$$



BAB 7

PERENCANAAN PONDASI

BAB VII

PERENCANAAN

PONDASI

Perencanaan pondasi meliputi : perencanaan jumlah tiang pancang, perencanaan poer dan perencanaan sloof. Untuk mempermudah pelaksanaan pekerjaan dan karena beban gedung parkir ini cukup besar maka dalam perencanaan pondasi ini digunakan pondasi dalam yaitu pondasi tiang pancang dari pabrik. Disamping itu pemakaian pondasi dalam juga disebabkan oleh keadaan bahwa lapisan tanah keras mulai terdapat pada kedalaman lebih dari 20m.

7.1. Data-Data Tanah

Data-data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan penyelidikan tanah di lapangan. Adapun data yang telah tersedia di lapangan meliputi : data penyelidikan tanah hasil uji SPT, Sondir maupun Boring. Dengan demikian dapat diketahui jenis tanah yang ada, jumlah pukulan pada hammer (SPT), jumlah hambatan pelek (JHP) dan harga conus (Sondir).

7.2. Perencanaan Jumlah Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal : yaitu daya dukung pada ujung tiang (Q_p) dan pengaruh lekatan di sekeliling tiang (Q_s) dimana untuk keadaan tanah lempung lembek yang sangat kohesif, pengaruh lekatan lebih besar dari pada harga daya dukung ujung tiang pancang.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Dari nilai Q_u ini bisa ditentukan jumlah tiang pancang yang digunakan.

7.2.1. Daya Dukung Tiang

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah tempat pondasi ditanam. Hasil daya dukung yang menentukan

yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

Perhitungan daya dukung tiang pancang dilakukan dengan hasil uji SPT (Standard Penetration Test).

Perhitungan daya dukung ditinjau dari 2 keadaan, yaitu :

- Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
- Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

7.2.2. Daya Dukung Tiang Pancang yang Berdiri Sendiri

Menurut Luciano Decourt (1982)

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

dengan :

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$$

dimana :

- N_p = harga rata-rata di dekat ujung tiang pancang
 $= (N_1 + N_2 + N_3) / 3$
- K = koefisien karakteristik tanah
 $= 12 \text{ t/m}^2$, untuk tanah lempung
 $= 20 \text{ t/m}^2$, untuk tanah lanau berlempung
 $= 25 \text{ t/m}^2$, untuk tanah lanau berpasir
 $= 40 \text{ t/m}^2$, untuk tanah pasir
- A_p = luas penampang ujung tiang
- q_p = tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s$$

dimana :

- q_s = tegangan akibat frottement lateral dalam t/m^2
- N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan :
 $3 \leq N \leq 50$
- A_s = keliling x panjang tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung satu tiang dibagi dengan suatu angka keamanan (safety factor)

$$\bar{P} \text{ ijin 1 tiang} = \frac{Q_p}{SF1} + \frac{Q_s}{SF2}$$

dimana :

SF1 = safety factor terhadap perlawanan ujung

SF2 = safety factor terhadap hambatan lekat

Jadi daya dukung ijin 1 tiang sesuai hasil Uji SPT

$$P \text{ ijin 1 tiang} = \frac{(N_p \cdot K) \cdot A_p}{2} + \frac{(N_s / 3 + 1) \cdot A_s}{3}$$

7.2.3. Daya Dukung Tiang Dalam Kelompok

$$P_{ult.} = P \text{ ijin 1 tiang} \times \text{Eff}$$

Agar efisiensi tiang tidak kurang dari 1, maka jarak minimum dari as ke as pondasi tiang pancang kelompok adalah :

$$S \geq \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 \times D}{m + n - 2}$$

dimana :

D = diameter tiang (m)

m = jumlah baris

n = jumlah tiang dalam satu baris

7.2.4. Beban Maksimum Pada Tiang Akibat M dan P

$$P_{maks} = \frac{\sum P_u}{n} + \frac{M_x \cdot Y_{maks}}{\sum Y^2} + \frac{M_y \cdot X_{maks}}{\sum X^2} \leq P_{ul}$$

dimana :



P_{ult} = Daya dukung ijin tiang dalam kelompok

P_{maks} = Beban maksimum 1 tiang pancang

$\sum P_i$ = Jumlah total beban aksial

M_x = Momen yang terjadi pada sumbu X

M_y = Momen yang terjadi pada sumbu Y

X_{maks} = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Y_{maks} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum X^2$ = Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang

$\sum Y^2$ = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang

Contoh Perhitungan :

Sebagai contoh perhitungan pondasi tiang pancang, diambil pondasi pada kolom nomer 2 as B - 2 dengan data sebagai berikut :

$$P_u = 891,2493 \text{ ton}$$

$$M_x = 21,5920 \text{ t.m}$$

$$M_y = 60,8928 \text{ t.m}$$

$$H_x = 14,5722 \text{ ton}$$

$$H_y = 8,4970 \text{ ton}$$

➤ Menghitung Daya Dukung Tiang Pancang

Direncanakan menggunakan tiang pancang produksi PT. Wijaya

Karya (WIK) tipe 600 C dengan spesifikasi bahan sebagai berikut :

$$P_{ijin} = 211,6 \text{ ton}$$

$$M_{yield} = 29 \text{ t.m}$$

$$M_{ult} = 58 \text{ t m}$$

$$D = 500 \text{ mm}$$

1. Hasil Uji SPT (Standard Penetration Test)

Menurut Luciano Decourt :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$$

dimana :

$$A_p = 1/4 \cdot \pi \cdot B^2 = 1/4 \times 3,14 \times (0,6)^2$$

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s / 3 + 1) \cdot A_s$$

dimana :

$$\pi \cdot B \cdot L = 3,14 \times 0,6 \times L = 1,884 \text{ L}$$

$$P_{ijin \text{ 1 tiang}} = \frac{(N_p \cdot K) \cdot A_p}{2} + \frac{(N_s / 3 + 1) \cdot A_s}{3}$$

$$\text{Nilai K} = 12 \text{ t/m}^2, \text{ untuk tanah lempung}$$

$$= 20 \text{ t/m}^2, \text{ untuk tanah lanau berlempung}$$

$$= 25 \text{ t/m}^2, \text{ untuk tanah lanau berpasir}$$

$$= 40 \text{ t/m}^2, \text{ untuk tanah pasir}$$

Dari perhitungan daya dukung ijin 1 tiang pancang hasil SPT, maka direncanakan kedalaman pemancangan tiang pancang (z) = 25,75 meter ,
dimana :

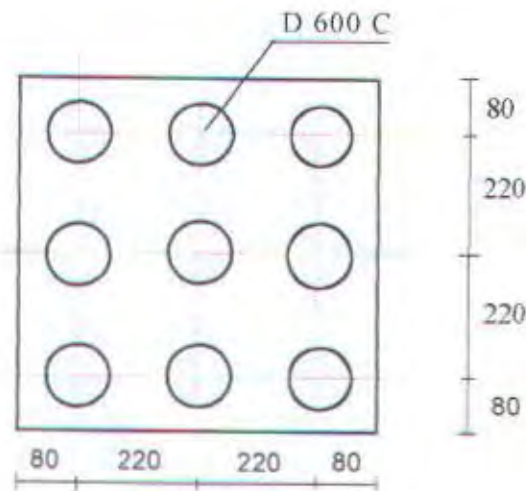
$P \text{ ijin 1 tiang} = 169,17 < P \text{ ijin bahan tiang pancang tipe 600 C} = 211,6 \text{ ton}$

➤ Perencanaan Jumlah Tiang Pancang

$$\text{Rencana jumlah tiang pancang} = \frac{P_u}{P \text{ ijin 1 tiang}} = \frac{891,25}{169,17} = 5,27$$

Dengan memperhitungkan berat poer dan gaya momen pada tiang pancang, maka direncanakan jumlah tiang pancang = 9 buah.

Jarak as ke as tiang pancang direncanakan jarak tiang pancang (S) = 220 cm (jarak minimal tiang = $3 - 3,5 D$)



Letak Tiang Pancang pada Poer

$$Eff = 1 - \phi \frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \dots\dots\dots (\text{pers. Converse Labarre})$$

di mana :

ϕ = art tg (D/S) dalam derajat

D = diameter tiang pancang

S = jarak antara tiang pancang

m = jumlah baris

n = jumlah tiang dalam baris

$$\phi = \arctan(600/2200) = 15,255$$

$$Eff = 1 - 15,255 \times \frac{(3-1) \times 3 + (3-1) \times 3}{90 \times 3 \times 3} = 0,774$$

$$P \text{ ijin satu tiang pancang} = 0,774 \times 169,17 = 130,94 \text{ ton}$$

Beban Maksimum 1 Tiang dalam Kelompok

$$\text{Beban bangunan + gempa} = 891,25 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat poer} &= 6 \times 6 \times 1,3 \times 2,4 \\ &= 112,32 \text{ ton} \\ &= 1003,57 \text{ ton} \end{aligned}$$

➤ Beban Maksimum Tiang

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{\sum Y^2} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{\sum X^2} \leq \overline{P_u} \text{ ijin 1 tiang}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{1003,57}{9} + \frac{21,59 \times 2,2}{6 \times (2,2)^2} + \frac{60,89 \times 2,2}{6 \times (2,2)^2} \\ &= 117,76 \text{ ton} < P \text{ ijin 1 tiang} = 130,94 \text{ ton} \dots (\text{OK}) \end{aligned}$$

7.3. Pengaruh Gaya Lateral

Tiang Pancang harus mampu menahan gaya tekan aksial dan momen akibat gaya horisontal dengan cara mengubah gaya horisontal menjadi momen tambahan yang bekerja pada tiang pancang. Momen yang terjadi ini harus dicek terhadap kekuatan bending dari tiang pancang yang digunakan.

Referensi untuk mendapatkan Momen akibat gaya horisontal ini adalah "

Buku Pedoman Perencanaan Untuk Struktur Beton bertulang dan Struktur

Tembok Bertulang untuk Gedung 1983 " terbitan Departemen Pekerjaan Umum ,Ditjen Cipta Karya.

Tiang Pancang dapat dikatakan tiang panjang apabila panjang Tiang Pancang melebihi 12 m atau lebih besar dari perhitungan panjang penunjang. Perumusan panjang penunjang adalah :

$$L = 1,68 \sqrt[3]{\frac{M_o}{R}} \quad \text{untuk tiang bulat}$$

$$L = 1,44 \sqrt[3]{\frac{M_o}{R}} \quad \text{untuk tiang persegi}$$

dimana :

L = panjang penunjang tiang

M_o = momen akibat beban kerja yang menangkap ujung tiang kg.m/m

R = tegangan tanah lateral yang diijikan, untuk tanah lempung lunak dipakai

harga R = 1500 kg/cm²/m

Gaya-gaya yang bekerja pada pondasi adalah :

$$- M_o = 60,89 \text{ t.m}$$

$$- H_o = 14,57 \text{ ton}$$

$$L = 1,68 \times \sqrt[3]{\frac{60892,9}{1500}} = 5,77 \text{ m}$$

Karena tiang dipancang sampai pada kedalaman 25,75 m > 12 m, maka tiang adalah termasuk jenis tiang panjang.

Kekuatan Pile WKA 600C ; P_{ult} = 211,60 ton, M_{ult} = 58 t.m

Langkah-langkah perhitungan gaya lateral :

1. Menghitung kohesi rencana

$$C_r = 0.50 C_u$$

$$C_u = 0.25 \text{ ton/ft}^2 = 2.69 \text{ ton/m}^2 \text{ (untuk nilai N dari SPT = 2)}$$

$$C_r = 0.5 \times 2.69 = 1.345 \text{ ton/m}^2$$

2. Menghitung beban horisontal rencana pondasi tiap meter tiang

$$K_y = \frac{H_o}{C_r \cdot D} = \frac{14.57}{1.345 \times 0.6} = 18.05$$

3. Menentukan besaran
- M_o

$$K_x = \frac{M_o}{C_r \cdot D^2}$$

Dari gambar B-3 " PPUSBBBDSTBUG 1983 ", untuk $e/D = 0$ dan $K_y = 18.05$

diperoleh harga $K_x = 21$

$$\begin{aligned} M_o &= K_x \cdot C_r \cdot D^2 \\ &= 21 \times 1.345 \times (0.6)^2 = 10.17 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$M_{\text{ult tiang pancang}} = 58 \text{ t.m} > 10.17 \text{ t.m}$$

Jadi tiang pancang mampu menerima gaya lateral .. (OK)

7.4. Perencanaan Poer (Pile Cap)

Poer direncanakan terhadap gaya geser pons pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Direncanakan tebal poer 130 cm.

7.4.1 Kontrol Geser Pons pada Poer

Dalam merencanakan tebal poer harus dipenuhi syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Berdasar SK SNI'91 Pasal 3.4.11 butir 2. Harga V_n tidak boleh lebih besar dari V_c

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) \cdot b_o \cdot d \quad \text{atau}$$

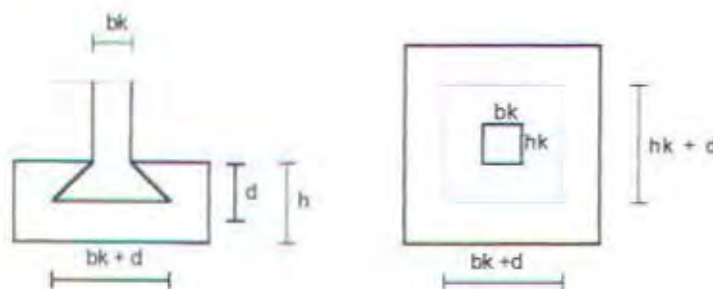
$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

dimana :

β_c = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek dari beban terpusat

$$\beta_c = \frac{900}{900} = 1 \quad (\text{kolom bujur sangkar})$$

$$b_o = \text{keliling dari penampang kritis poer} = 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$$



Gambar VII.2. Penampang Kritis Poer

➤ Contoh Perhitungan Geser Pons Pada Poer

Data-data poer dan gaya dalam yang bekerja :

$$\text{Mutu beton } f_c' = 24,61 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal poer } h = 1300 \text{ mm}$$

$$\text{D tul. utama} = D 25$$

$$\text{decking} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi efektif } d = 1300 - 100 - 25 - 0.50 \times 25 = 1162,5 \text{ mm}$$

$$\text{Beban } V_u = P_u - P_{\text{mak}} = 1003,57 - 117,76 = 885,81 \text{ ton}$$

$$b_o = 2 (900 + 1162,5 + 900 + 1162,5) = 8250 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{1} \right) \times \frac{\sqrt{24,61}}{6} \times 8250 \times 1162,5 = 2378,9 \text{ ton}$$

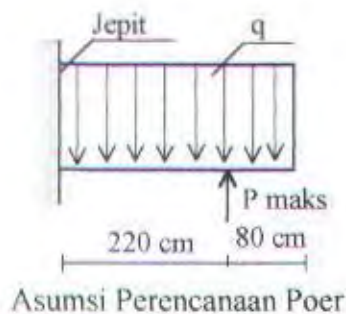
$$V_{c2} = \frac{1}{3} \sqrt{24,61} \times 8250 \times 1162,5 = 1585,92 \text{ ton (menentukan)}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 1585,92 = 951,55 \text{ ton} > V_u = 885,81 \text{ ton.. (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons.

7.4.2. Penulangan Lentur

Untuk perhitungan penulangan lentur poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



$$P_{\text{maks}} = 117,76 \text{ ton}$$

$$q = 1,3 \times 6 \times 2,4 = 18,72 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned} Mu &= (3 \times P_{\text{maks}}) \times 2,2 - 1/2 \times q \times l^2 \\ &= (3 \times 117,76) \times 2,2 - 1/2 \times 18,72 \times (3)^2 \\ &= 269,04 \text{ t.m} = 2,69 \cdot 10^9 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

➤ Penulangan Arah X

$$dx = 1300 - 100 - 0,5 \times 25 = 1187,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,69 \cdot 10^9}{0,8 \times 6000 \times 1187,5^2} = 0,397$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{320}{0,85 \times 24,61} = 15,3$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n \cdot m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,3} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,397 \times 15,3}{320}} \right) \\ &= 0,001252 < \rho_{\min} = 0,004375 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,004375 \times 6000 \times 1187,5 = 31171,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan } 64 \text{ D } 25 \text{ (} A_s \text{ ada} = 31366,4 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$\text{Jarak pemasangan} = \frac{6000 - (2 \times 100)}{64} = 90,6 \text{ mm}$$

➤ Penulangan Arah Y

$$dy = 1300 - 100 - 25 - 0,5 \times 25 = 1162,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{2,69 \cdot 10^9}{0,8 \times 6000 \times 1162,5^2} = 0,415$$

$$\rho = \frac{1}{15,3} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,3 \times 0,415}{320}} \right)$$

$$= 0,00131 < \rho_{\min} = 0,004375$$

$$\text{As perlu} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,004375 \times 6000 \times 1162,5 = 30515,63 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 63 D 25 (As = 30876 mm²)

dipakai jarak pemasangan tulangan = 90 mm .

7.4.3 Perhitungan Geser Pada Penampang Kritis

Geser yang terjadi pada daerah kritis kolom harus dikontrol. Apabila geser yang terjadi lebih besar dari geser nominal beton, maka dibutuhkan tulangan geser yang diambil dari bengkokkan tulangan utama D25 ke atas.

Contoh perhitungan :

$$\text{Tulangan geser} = \text{D 25} , A_v = 4 \times 490,9 = 1963,6 \text{ mm}^2 \text{ (4 kaki)}$$

$$P_{\max} \text{ 1 tiang} = 117,76 \text{ ton}$$

$$\text{Penampang kritis} = (b_k + d)/2 = (900 + 1162,5)/2$$

$$= 1031,25 \text{ mm dari pusat kolom}$$

$$\text{decking (dc)} = 100 \text{ mm} \quad d'' = 100 + 2 \text{ D tul. utama} = 150 \text{ cm}$$

$$V_u = 3 \times P_{\max} - q \cdot L$$

$$= 3 \times 117,76 - 18,72 \times 3 = 297,12 \text{ ton} = 3971200 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,6 \times \frac{1}{6} \cdot \sqrt{24,61} \times 6000 \times 1162,5 = 3534603 \text{ N}$$

Spasi maksimum tulangan geser

$$S_{\text{perlu}} = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{(V_u - \phi V_c)}$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{0,6 \times 1963,6 \times 320 \times 1162,5}{3971200 - 3534603} = 1003,8 \text{ mm}$$

$$S_{\text{ada}} = \frac{B_{\text{poer}} - 2 \cdot d^*}{n_{\text{tul utama}} - 1} = \frac{6000 - 2 \times 150}{25 - 1} = 237,5 \text{ mm} < 1003,8 \text{ mm} \dots\dots$$

(OK)

7.5. Perencanaan Sloof (Tie Beam)

Beban-beban yang diterima oleh sloof antara lain berat sendiri sloof, berat tembok, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10 % beban aksial kolom. (Buku PPSBBSTBUG' 83 - 6.9.2).

7.5.1. Dimensi sloof

Penentuan dimensi dari sloof dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan tarik ijin beton yaitu sebesar

$$f_t = f_{ct} = 0,70 \cdot \sqrt{f_c'} \quad (\text{PB '89 psl. 9.5.2.3})$$

Contoh perhitungan untuk sloof :

Data Perencanaan :

- Beban aksial

$$P_u = 891,25 \times 10\% = 89,125 \text{ ton}$$

$$f_c' = 24,61 \text{ MPa} \quad b = 500 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ MPa} \quad h = 700 \text{ mm}$$

$$\text{Tegangan Tarik ijin} = f_r = 0,70 \cdot \sqrt{24,61} = 3,47 \text{ MPa}$$

$$f_r \text{ ada} = \frac{891250}{0,8 \times 500 \times 700}$$

$$= 3,18 \text{ MPa} < 3,47 \text{ MPa} \quad \dots\dots (\text{OK})$$

Berarti ukuran sloof telah memenuhi syarat.

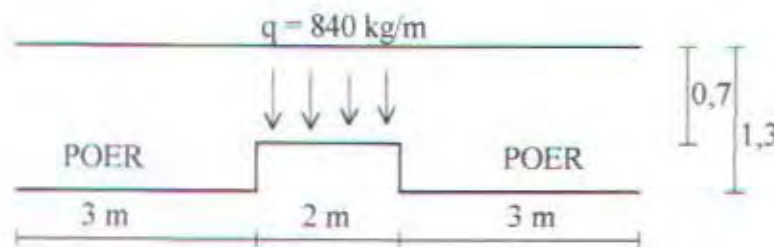
7.5.2. Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan. Beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti halnya penulangan pada kolom.

Adapun beban pada sloof - berat sendiri sloof

Contoh perhitungan :

- ukuran sloof = 50 x 70 cm
- mutu beton f_c' = 24,61 MPa
- mutu tulangan f_y = 320 MPa
- decking (dc) = 40 mm
- tulangan utama = D25
- tulangan sengkang = ϕ 12



Beban yang diterima sloof :

- Berat aksial $N_u = 891250 \text{ N}$

- Berat sendiri sloof $= 0,5 \times 0,7 \times 2400 = 840 \text{ kg/m}$

- $q_u = 840 \text{ kg/m}$

- $M_u = 1/12 \cdot q \cdot L^2 = \frac{1}{12} \times 8400 \times 2^2 = 2800 \text{ Nm}$

$$1. K = \frac{N_u}{A_g} = \frac{891250}{500 \times 700} = 2,54 \text{ N/mm}^2$$

$$K \frac{e}{h} = \frac{M_u}{A_g \cdot h} = \frac{2800000}{(500 \times 700) \times 700} = 0,011$$

Dari diagram interaksi M-N non dimensi didapat harga $\rho = 0,01$

sehingga $A_s = \rho \cdot A_g = 0,01 \times 500 \times 700 = 3500 \text{ mm}^2$

$$2. R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{2800000}{0,8 \cdot 500 \cdot 625,5^2} = 0,018$$

$$\rho = \frac{1}{15,3} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,018}{0,85 \cdot 24,61}} \right] = 5,625 \cdot 10^{-5} < \rho_{\min} = 0,004375$$

$$A_{s1} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,004375 \cdot 500 \cdot 625,5 = 1368,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{N_u}{f_y} = \frac{891250}{320} = 2785,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 1368,3 + 2785,2 = 4153,5 \text{ mm}^2 \dots\dots (\text{menentukan})$$

Jadi dipakai tulangan 10 D 25 ($A_s = 4901 \text{ mm}^2$)

7.5.3. Penulangan Geser dan Torsi

Besarnya gaya geser pada sloof :

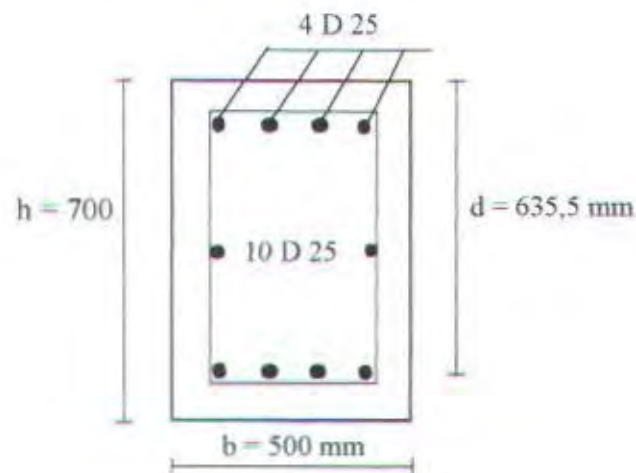
$$- q_u = 840 \text{ kg/m}$$

$$- V_u = \frac{1}{2} \times 840 \times 2 = 840 \text{ kg} = 8400 \text{ N}$$

$$- d = 700 - 40 - 12 - \frac{25}{2} = 635,5 \text{ mm}$$

➤ Kuat geser nominal geser yang mampu dipikul beton

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b_w \cdot d \cdot \left[1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right]$$



Penampang Tulangan Sloof

$$= 0,6 \times \frac{\sqrt{24,61}}{6} \times 500 \times 635,5 \times \left[1 + \frac{891250}{14 \times 500 \times 700} \right]$$

$$= 183370,5 \text{ N} > V_u = 8400 \text{ N}$$

Tidak diperlukan tulangan geser, hanya dipasang praktis saja sebesar :

$$S \text{ maks.} = d/4 = 635,5/4 = 158,875 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan geser ϕ 12 - 150 mm

7.5.4. Penulangan Pada Sloof yang Mengalami Gaya Tarik dan Momen

Dari perhitungan sloof yang mengalami gaya tekan $N_u = 891250$ N , diperoleh tulangan sloof = 10 D 25 (A_s ada = 4901 mm^2). Tulangan sloof ini akan dikontrol apabila sloof mengalami tarik sebesar $N_u = 891250$ N dan $M_u = 2800000$ N.mm).

Perhitungan penulangan sloof dilihat dari 2 kondisi, yaitu :

1. Sebelum beton retak
2. Setelah beton retak

1. Kondisi Sebelum Beton Retak

Dalam kondisi ini beton dan tulangan bersama-sama memikul gaya tarik.

Jika tegangan beton yang terjadi telah melampaui tegangan retak (f_r),

maka beton akan mengalami retak.

$$f_r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 0,7 \times \sqrt{24,61} = 3,47 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4.700 \sqrt{f_c'} = 4.700 \sqrt{24,61} = 25.397,401 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{25.397,401} = 8,58$$

$$A_s = A_s' = 4 \times 1/4 \times \pi \times 25^2 = 1.963,5 \text{ mm}^2$$

$$A_t = A_g + (n - 1) A_s$$

$$= 500 \times 700 + [(8,58 - 1) \times 2 \times 1.963,5]$$

$$= 379766 \text{ mm}^2$$

$$W = \frac{1}{y} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \times 500 \times 700^2 = 40833000 \text{ mm}^3$$

$$f = \frac{N_u}{A_t} + \frac{M_u}{W} = \frac{891250}{379766,66} + \frac{2800000}{40833000}$$

$$= 2,42 \text{ MPa} < f_r = 3,47 \text{ MPa} \dots\dots (\text{OK})$$

Jadi beton belum retak.

2. Kondisi Setelah Beton Retak

Pada kondisi ini yang menerima gaya tarik adalah tulangan baja saja, sedangkan beton sudah tidak dapat menerima gaya tarik lagi. Dan tegangan yang terjadi harus di bawah tegangan tarik ijin.

$$\text{tegangan tarik ijin (} f_t \text{ ijin)} = 0,75 \times f_y = 0,75 \times 320 = 240 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{N_u}{A_{st}} + \frac{M_u}{W_s}$$

$$W_s = 2 \times A_s \times (d_1)$$

$$d_1 = h / 2 - d_c - \phi \text{ sengkang} - D \text{ tul. utama} / 2$$

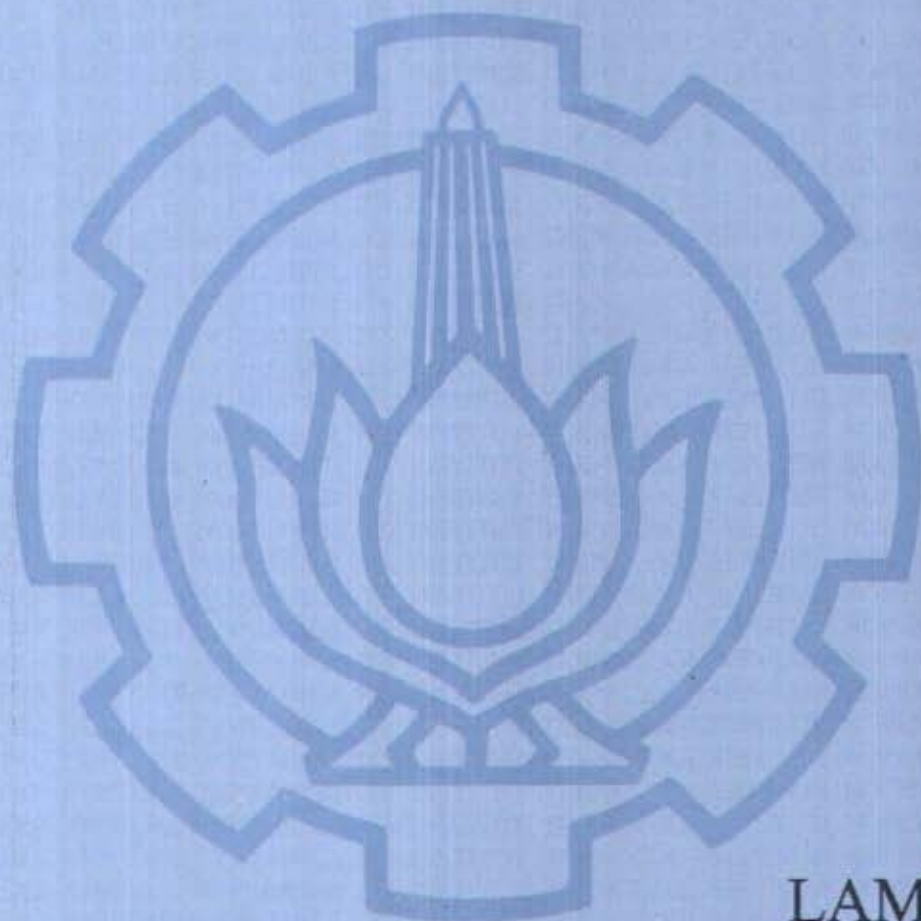
$$= 700/2 - 50 - 12 - 25/2 = 275,5 \text{ mm}$$

$$W_s = 2 \times 1,963,5 \times 275,5 = 1081888,5 \text{ mm}^3$$

$$f = \frac{891250}{3.927} + \frac{22.752.000}{1081888,5} = 229,5 \text{ MPa} < f_t \text{ ijin} = 240 \text{ MPa} \dots (\text{OK})$$

Jadi tulangan 10 D 25 bisa dipakai (cukup kuat) untuk menerima gaya tarik pada sloof sebesar $N_u = 891250 \text{ N}$ dan $M_u = 2800000 \text{ Nmm}$.





LAMPIRAN

ANALISA TANGGA [KG - M]

SYSTEM

L=1

JOINTS

```

1   X=0   Y=0   Z=0
5   X=1.2 Y=0   Z=0
31  X=0   Y=2.52 Z=1.5
35  X=1.2 Y=2.52 Z=1.5 Q=1,5,31,35,1,5
36  X=0   Y=2.82 Z=1.5
40  X=1.2 Y=2.82 Z=1.5
51  X=0   Y=3.72 Z=1.5
55  X=1.2 Y=3.72 Z=1.5 Q=36,40,51,55,1,5
56  X=1.3 Y=0   Z=3
60  X=2.5 Y=0   Z=3
86  X=1.3 Y=2.52 Z=1.5
90  X=2.5 Y=2.52 Z=1.5 Q=56,60,86,90,1,5
91  X=1.3 Y=2.82 Z=1.5
95  X=2.5 Y=2.82 Z=1.5
106 X=1.3 Y=3.72 Z=1.5
110 X=2.5 Y=3.72 Z=1.5 Q=91,95,106,110,1,5

```

:

RESTRAINTS

```

1,110,1   R=0,0,0,0,0,0
1,5,1     R=1,1,1,1,1,1
56,60,1   R=1,1,1,1,1,1

```

:

SHELL

NM=1 Z=-1 P=-1

1 E=2.33E9 W=2400 U=0.15

```

1 JQ=1,2,6,7 M=1 ETYPE=0 TH=0.15 G=4,6
25 JQ=31,32,36,37 M=1 ETYPE=0 TH=0.15 G=4,4
41 JQ=35,86,40,91 M=1 ETYPE=0 TH=0.15 G=1,4
45 JQ=56,57,61,62 M=1 ETYPE=0 TH=0.15 G=4,6
69 JQ=86,87,91,92 M=1 ETYPE=0 TH=0.15 G=4,4

```

:

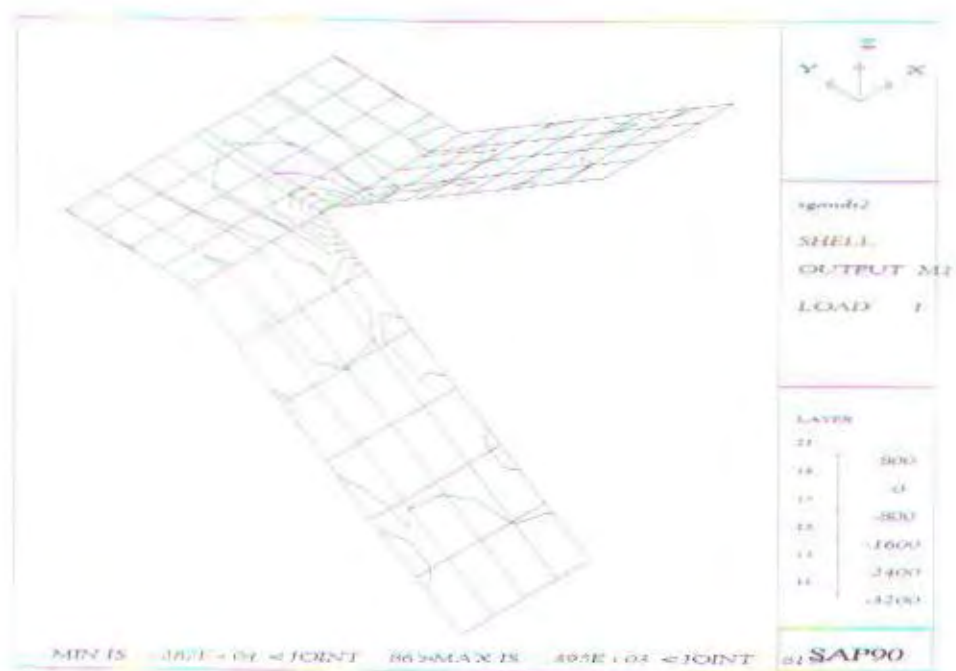
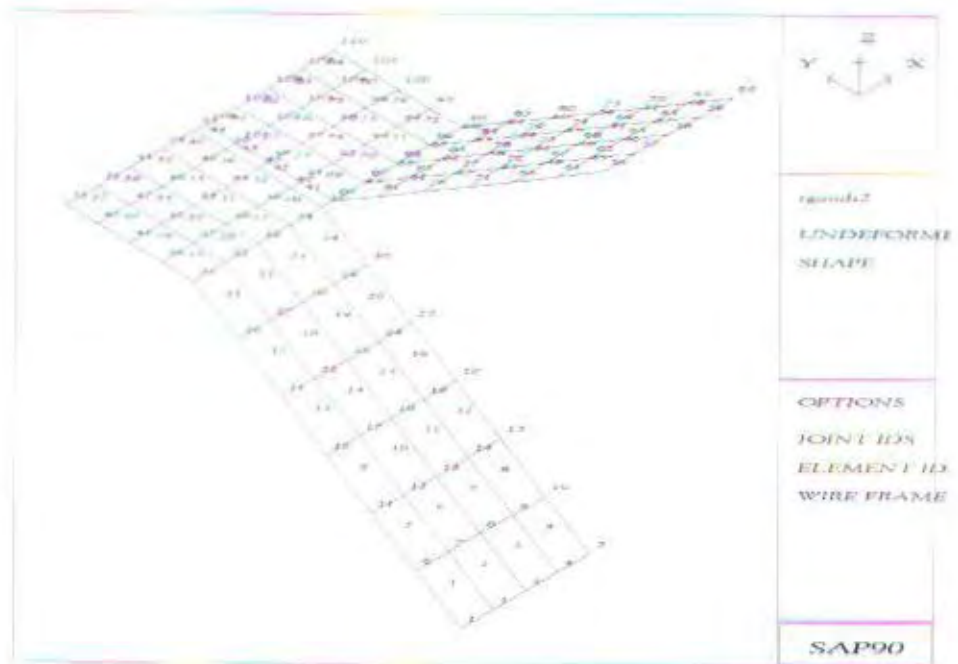
POTENTIAL

```

1,35,1 P=908.57,908.57
36,55,1 P=831.6,831.6
56,90,1 P=908.57,908.57
91,110,1 P=831.6,831.6

```

:



ANALISA TANGGA (KG - M)

S H E L L E L E M E N T F O R C E S

MEMBRANE FORCES ARE IN FORCE PER UNIT LENGTH
BENDING MOMENTS ARE IN MOMENTS PER UNIT LENGTH

ELEMENT ID 1							
LOAD COND 1							
JOINT	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	ANGLE	
1	2.1332E+03	1.4217E+04	1.1665E+03	1.4329E+04	2.0210E+03	84.54	
2	5.7844E+02	3.8561E+03	-1.3254E+03	4.3250E+03	1.0957E+02	-70.52	
5	4.4254E+02	1.3964E+04	1.1622E+03	1.4063E+04	3.4337E+02	85.12	
7	-1.1116E+03	3.6027E+03	-1.3297E+03	3.9519E+03	-1.4607E+03	-75.29	
JOINT	M11	M22	M12	MMAX	MMIN	ANGLE	
1	-2.6908E+02	-1.7992E+03	7.0648E+01	-2.6662E+02	-1.8024E+03	2.64	
2	-2.2014E+02	-1.4676E+03	8.5299E+01	-2.1434E+02	-1.4734E+03	3.89	
5	7.2106E+01	-4.1952E+02	2.0045E+02	1.4347E+02	-4.9089E+02	19.60	
7	-8.5314E+01	-4.0076E+02	2.1511E+02	2.3698E+01	-5.0977E+02	26.88	

ELEMENT ID 2							
LOAD COND 1							
JOINT	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	ANGLE	
2	5.7840E+02	3.8562E+03	-1.3254E+03	4.3250E+03	1.0953E+02	-70.52	
3	-9.3135E+02	-6.2089E+03	1.0474E+03	-7.3110E+02	-6.4091E+03	10.82	
7	4.0918E+02	3.8307E+03	-1.4905E+03	4.3889E+03	-1.4907E+02	-69.47	
8	-1.1005E+03	-6.2342E+03	8.8216E+02	-9.5316E+02	-6.3816E+03	9.48	
JOINT	M11	M22	M12	MMAX	MMIN	ANGLE	
2	-2.2014E+02	-1.4676E+03	8.5299E+01	-2.1434E+02	-1.4734E+03	3.89	
3	-1.7006E+02	-1.1338E+03	8.2267E+01	-1.6309E+02	-1.1407E+03	4.84	
7	-6.1676E+01	-4.0021E+02	2.1969E+02	3.0407E+01	-5.1229E+02	27.03	
8	-5.2488E+01	-3.4272E+02	2.1666E+02	6.3165E+01	-4.5838E+02	28.09	

ELEMENT ID 3							
LOAD COND 1							
JOINT	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	ANGLE	
3	-8.3130E+02	-6.2089E+03	1.0474E+03	-7.3105E+02	-6.4091E+03	10.82	
4	-2.4776E+03	-1.6517E+04	-1.3358E+03	-2.3516E+03	-1.6643E+04	-5.39	
6	8.6345E+02	-5.9397E+03	1.1491E+03	1.0520E+03	-6.1282E+03	9.33	
9	-6.8275E+02	-1.6248E+04	-1.2350E+03	-5.8538E+02	-1.6345E+04	-4.51	
JOINT	M11	M22	M12	MMAX	MMIN	ANGLE	
3	-1.7006E+02	-1.1338E+03	8.2267E+01	-1.6309E+02	-1.1407E+03	4.84	
4	-1.1932E+02	-7.9549E+02	8.8414E+01	-1.0795E+02	-8.0686E+02	7.33	
6	-5.3790E+01	-3.4292E+02	2.1779E+02	6.3048E+01	-4.5975E+02	28.21	
9	8.1257E+00	-2.8195E+02	2.2394E+02	1.2835E+02	-4.0417E+02	28.63	

ELEMENT ID 4							
LOAD COND 1							
JOINT	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	ANGLE	
4	-2.4776E+03	-1.6517E+04	-1.3358E+03	-2.3516E+03	-1.6643E+04	-5.39	
5	-4.1143E+03	-2.7429E+04	2.0653E+03	-3.9328E+03	-2.7610E+04	5.02	
9	1.0823E+03	-1.5983E+04	-1.2738E+03	1.1766E+03	-1.6078E+04	-4.25	
10	-5.5441E+02	-2.6895E+04	2.1272E+03	-3.8372E+02	-2.7066E+04	4.59	

ANALISA TANGGA (KG - M)

S H E L L E L E M E N T F O R C E S

ELEMENT ID 4							
LOAD COND 1							
JOINT	M11	M22	M12	MMAX	MMIN	ANGLE	
4	-1.1932E+02	-7.9549E+02	8.8414E+01	-1.0795E+02	-8.0686E+02	7.33	
5	-5.1940E+01	-3.4626E+02	1.0280E+02	-1.9592E+01	-3.7861E+02	17.47	
9	3.7597E+00	-2.8231E+02	2.1866E+02	1.2201E+02	-4.0056E+02	28.40	
10	8.7347E+00	-3.5295E+02	2.3304E+02	1.2287E+02	-4.6708E+02	26.09	

ELEMENT ID 17							
LOAD COND 1							
JOINT	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	ANGLE	
21	2.1474E+02	1.3577E+04	7.3950E+02	1.3618E+04	1.7394E+02	86.84	
22	-1.2584E+03	3.7567E+03	7.8444E+01	3.7579E+03	-1.2596E+03	89.10	
26	7.3831E+02	1.3656E+04	1.3884E+03	1.3804E+04	5.9076E+02	83.93	
27	-7.3476E+02	2.8354E+03	7.2739E+02	3.9483E+03	-8.4774E+02	81.17	

JOINT	M11	M22	M12	MMAX	MMIN	ANGLE
21	-4.9949E+03	5.0109E+02	2.7243E+02	3.8931E+02	-1.9322E+02	55.36
22	1.3206E+01	1.9481E+02	2.9238E+02	4.1017E+02	-2.0215E+02	53.63
26	1.7882E+01	-8.9716E+01	2.4708E+02	2.1696E+02	-2.8879E+02	38.86
27	4.4749E+01	-1.4825E+02	2.6703E+02	2.3218E+02	-3.3566E+02	35.07

ELEMENT ID 18						
LOAD COND 1						
JOINT	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	ANGLE
22	-1.7445E+02	5.8194E+03	3.0606E+02	3.9421E+03	-1.9721E+02	85.75
23	-1.2111E+03	-3.9914E+03	9.4138E+02	-8.0562E+02	-3.3968E+03	23.30
27	-1.3861E+03	3.7374E+03	8.5588E+02	3.8766E+03	-1.5253E+03	86.76
28	-2.4227E+03	-3.1732E+03	1.4912E+03	-1.2603E+03	-4.3357E+03	37.94
JOINT	M11	M22	M12	MMAX	MMIN	ANGLE
22	1.6314E+01	1.9528E+02	2.3958E+02	4.1645E+02	-2.0686E+02	53.32
23	5.8776E+00	2.0772E+02	3.0153E+02	4.2476E+02	-2.1116E+02	54.25
27	2.7496E+01	-1.5084E+02	2.8589E+02	2.3779E+02	-3.6113E+02	36.34
28	-1.6739E+02	-2.2375E+02	2.8782E+02	1.2808E+02	-4.5921E+02	39.29

ELEMENT ID 19						
LOAD COND 1						
JOINT	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	ANGLE
23	1.7469E+03	-2.5479E+03	-3.7747E+02	1.7798E+03	-2.5808E+03	-4.98
24	-7.2966E+02	-1.9056E+04	-4.2253E+03	1.9752E+02	-1.9985E+04	-12.38
28	-4.8261E+03	-3.9337E+03	1.3525E+03	-2.6809E+03	-5.6788E+03	57.77
29	-7.3026E+03	-2.0044E+04	-2.4953E+03	-6.8313E+03	-2.0515E+04	-10.69
JOINT	M11	M22	M12	MMAX	MMIN	ANGLE
23	-7.6942E+00	2.0568E+02	2.8754E+02	4.1509E+02	-2.1710E+02	54.86
24	1.1512E+01	1.7012E+02	2.7860E+02	3.6049E+02	-1.9885E+02	52.94
28	-6.2213E+01	-2.1698E+02	2.9206E+02	1.6254E+02	-4.4173E+02	37.58
29	-1.9698E+02	-2.1424E+02	2.7312E+02	6.7644E+01	-4.7886E+02	44.09

ELEMENT ID 20						
LOAD COND 1						
JOINT	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	ANGLE
24	1.7529E+03	-1.8666E+04	-2.1059E+03	1.9677E+03	-1.8900E+04	-5.82
25	9.9934E+02	-2.3710E+04	5.7680E+03	2.2795E+03	-2.4990E+04	12.51
29	-3.0384E+03	-1.9405E+04	-6.5318E+03	-7.5126E+02	-2.1692E+04	-19.30
30	-3.7919E+03	-2.4429E+04	1.3419E+03	-3.7050E+03	-2.4516E+04	3.70
LABORATORIUM KONSTRUKSI BETON DAN BAHAN BANGUNAN ITS SURABAYA						PAGE 8
PROGRAM:SAP90/FILE:tgand12.F4P						

ANALISA TANGGA [KG - M]

S H E L L E L E M E N T F O R C E S

ELEMENT ID 20						
JOINT	M11	M22	M12	MMAX	MMIN	ANGLE
24	3.5283E+01	1.7369E+02	2.7845E+02	3.9141E+02	-1.8244E+02	51.98
25	-8.5716E+01	2.0979E+02	3.2202E+02	4.1345E+02	-2.9938E+02	57.69
29	-2.6333E+02	-2.2420E+02	2.1268E+02	-3.0184E+01	-4.5734E+02	47.63
30	3.8298E+02	-3.6869E+02	2.5625E+02	4.6203E+02	-4.4774E+02	17.14

ELEMENT ID 21						
LOAD COND 1						
JOINT	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	ANGLE
26	-6.7800E+00	8.8897E+03	9.1126E+02	9.7832E+03	-1.0125E+02	84.08
27	-8.6319E+02	2.3793E+03	3.1869E+03	3.9690E+03	-1.8529E+03	65.65
31	5.9679E+02	8.7791E+03	6.3285E+02	8.6277E+03	5.4613E+02	85.60
32	-2.5958E+02	3.0698E+03	1.9084E+03	3.9375E+03	-1.1273E+03	65.55
JOINT	M11	M22	M12	MMAX	MMIN	ANGLE

ELEMENT ID 41						
LOAD COND 1						
JOINT	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	ANGLE
35	-2.6083E+03	-1.7389E+04	-2.7537E+04	1.8513E+04	-3.8510E+04	-37.49
86	2.6083E+03	1.7389E+04	-2.7537E+04	3.8510E+04	-1.8513E+04	-52.51
40	-2.6082E+03	-1.7389E+04	-9.3219E+03	1.8975E+03	-2.1894E+04	-25.80
91	2.6082E+03	1.7389E+04	-9.3219E+03	2.1894E+04	-1.8975E+03	-64.20
JOINT	M11	M22	M12	MMAX	MMIN	ANGLE
35	-5.0881E+03	-1.9608E+03	-2.6474E+02	-1.9386E+03	-5.1104E+03	-85.20
86	-5.0881E+03	-1.9608E+03	2.6474E+02	-1.9386E+03	-5.1104E+03	85.20
40	-1.1873E+03	-3.1189E+02	-2.6474E+02	-2.3805E+02	-1.2612E+03	-74.42
91	-1.1873E+03	-3.1189E+02	2.6474E+02	-2.3805E+02	-1.2612E+03	74.42

ELEMENT ID 42						
LOAD COND 1						
JOINT	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	ANGLE

40	4.8909E+02	3.1273E+03	-4.5665E+03	6.5542E+03	-2.9578E+03	-53.11
51	-4.8909E+02	-3.1273E+03	-4.5665E+03	2.9578E+03	-6.5542E+03	-36.89
45	4.8911E+02	3.1273E+03	1.6737E+03	3.9354E+03	-3.3907E+02	64.23
96	-4.8911E+02	-3.1273E+03	1.6737E+03	3.3907E+02	-3.9354E+03	25.77
JOINT	M11	M22	M12	MMAX	MMIN	ANGLE
40	-1.1858E+03	-1.0207E+02	3.1085E+00	-3.0206E+02	-1.1859E+03	89.80
92	-1.1858E+03	-1.0207E+02	3.1085E+00	-3.0206E+02	-1.1859E+03	-89.80
45	-1.2008E+03	-1.1604E+02	3.1085E+00	-1.1603E+02	-1.2008E+03	89.84
96	-1.2008E+03	-1.1604E+02	3.1085E+00	-1.1603E+02	-1.2008E+03	-89.84

ELEMENT ID	43
LOAD COND	1
JOINT	F11 F22 F12 FMAX FMIN ANGLE
45	2.9824E+02 -1.9883E+03 1.2336E+03 3.5202E+02 -2.6386E+03 27.79
96	2.9824E+02 1.9883E+03 1.2336E+03 2.6386E+03 -3.5202E+02 62.21
50	-2.9826E+02 -1.9883E+03 -3.5499E+03 2.5058E+03 -4.7923E+03 -38.31
101	2.9826E+02 1.9883E+03 -3.5499E+03 4.7923E+03 -2.5058E+03 -51.69
JOINT	M11 M22 M12 MMAX MMIN ANGLE
45	-1.1985E+03 -1.0048E+02 -2.6603E+01 -5.9838E+01 -1.1992E+03 -86.61
96	-1.1985E+03 -1.0048E+02 2.6603E+01 -5.9838E+01 -1.1992E+03 86.61
50	-8.0919E+02 4.7462E+01 -2.6603E+01 4.8287E+01 -8.1002E+02 -88.22
101	-8.0919E+02 4.7462E+01 2.6603E+01 4.8287E+01 -8.1002E+02 88.22

ELEMENT ID	44
LOAD COND	1
JOINT	F11 F22 F12 FMAX FMIN ANGLE
50	1.9695E+02 1.3130E+03 -2.7266E+03 3.5381E+03 -2.0282E+03 -50.78
101	-1.9695E+02 -1.3130E+03 -2.7266E+03 2.0282E+03 -3.5381E+03 -39.22
55	1.9697E+02 1.3130E+03 2.0478E+03 2.8774E+03 -1.3674E+03 52.62
106	-1.9697E+02 -1.3130E+03 2.0478E+03 1.3674E+03 -2.8774E+03 37.38

LABORATORIUM KONSTRUKSI BETON DAN BAHAN BANGUNAN ITS SURABAYA PAGE 12
PROGRAM:SAP90/FILE:tgandi2.F4F

ANALISA TANGGA [KG - M]

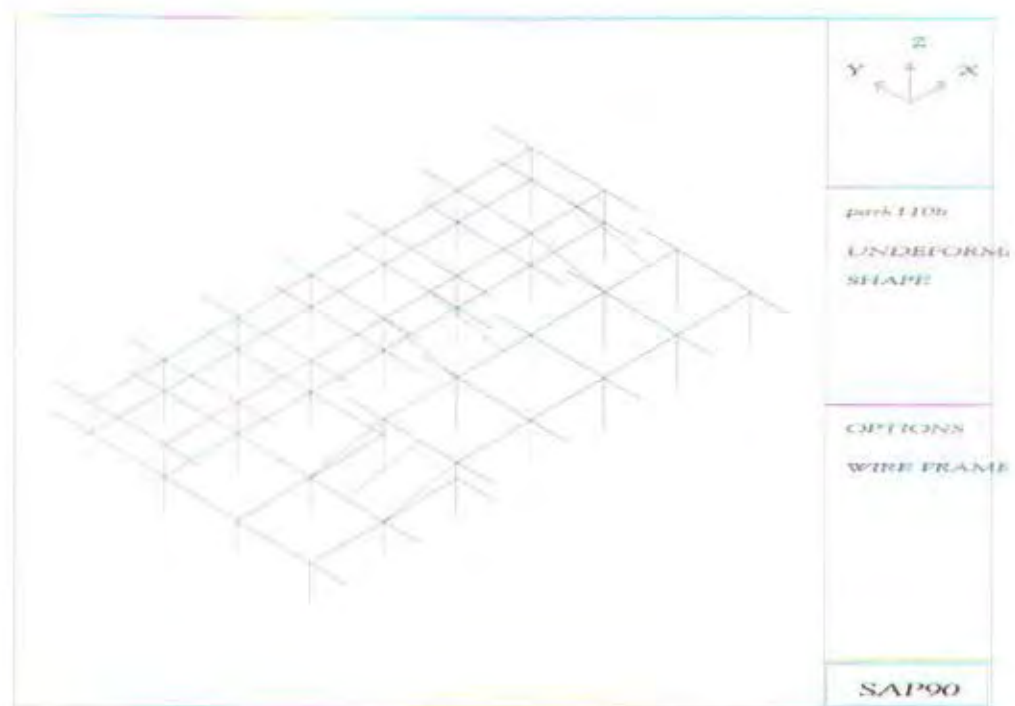
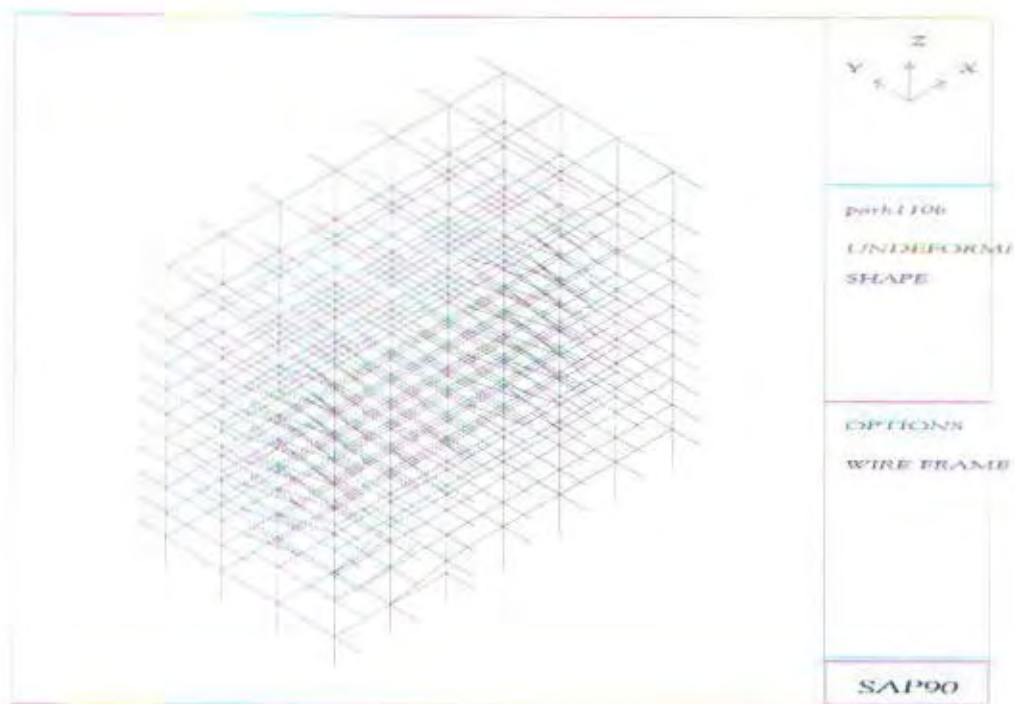
S H E E L E M E N T F O R C E S

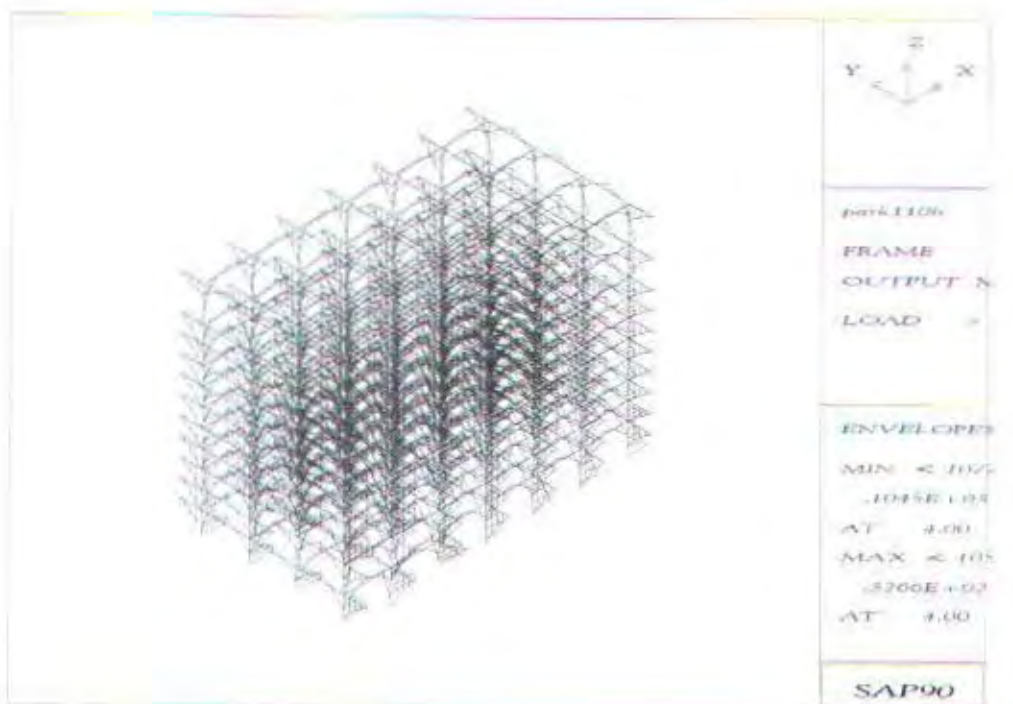
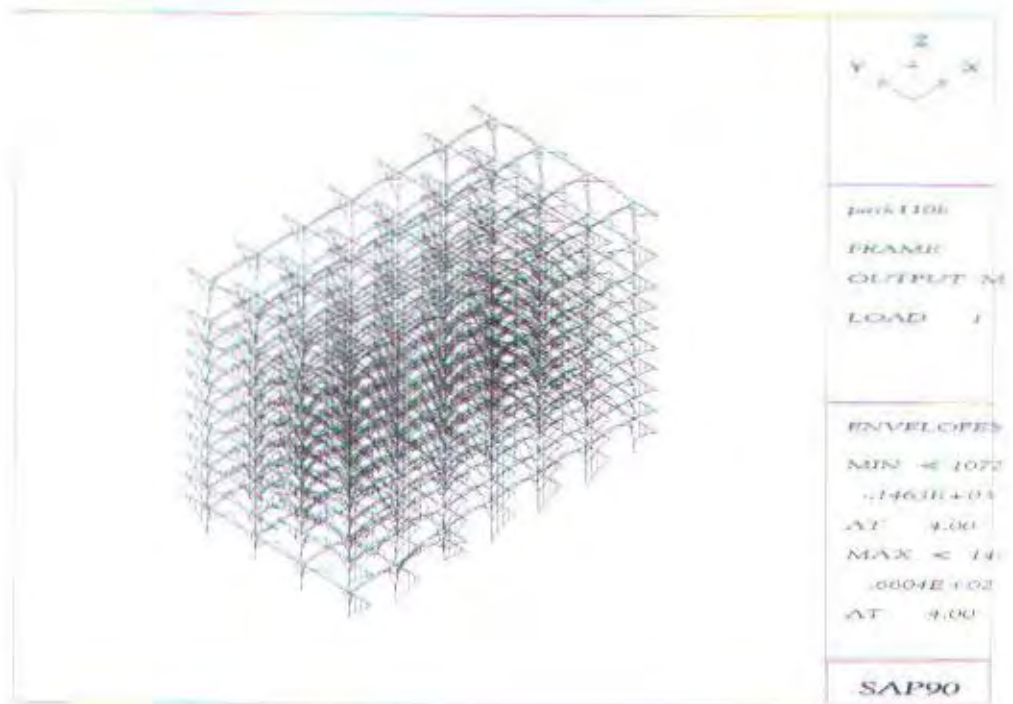
ELEMENT ID	44
JOINT	M11 M22 M12 MMAX MMIN ANGLE
50	-8.0867E+02 3.0918E+01 -5.4316E+00 5.0952E+01 -8.0871E+02 -89.64
101	-8.0867E+02 3.0918E+01 5.4316E+00 5.0952E+01 -8.0871E+02 89.64
55	-7.4190E+02 -3.6769E+00 -5.4317E+00 -3.6370E+00 -7.4194E+02 -89.58
106	-7.4190E+02 -3.6769E+00 5.4317E+00 -3.6370E+00 -7.4194E+02 89.58

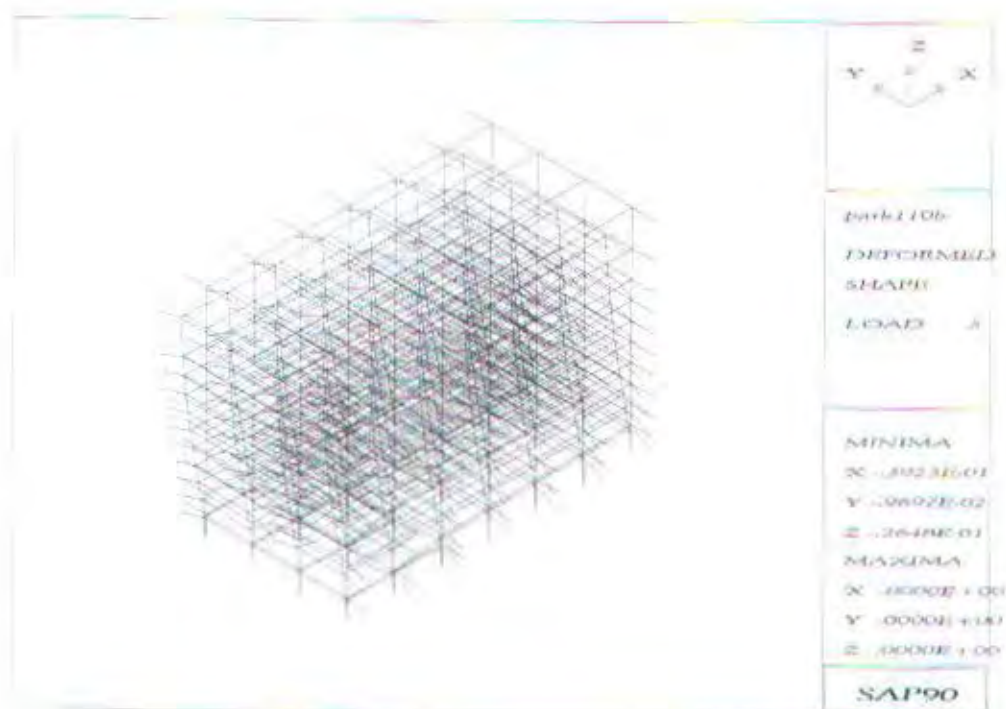
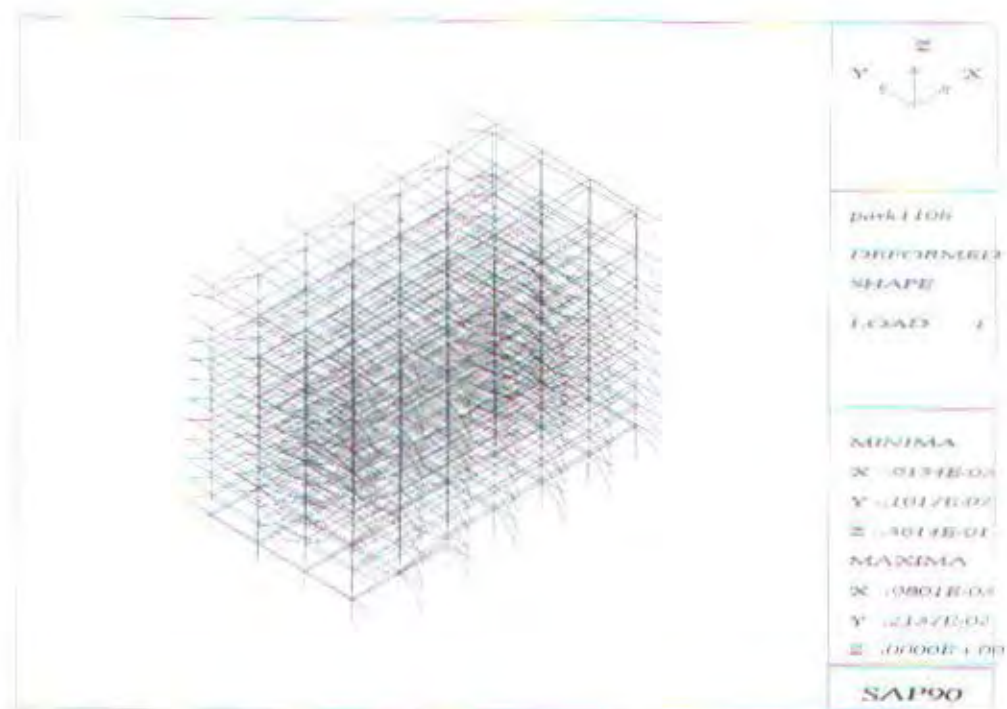
ELEMENT ID	45
LOAD COND	1
JOINT	F11 F22 F12 FMAX FMIN ANGLE
56	4.1143E+03 2.7429E+04 2.0653E+03 2.7610E+04 3.9328E+03 84.98
57	2.4976E+03 1.6517E+04 -1.3358E+03 1.6643E+04 2.3516E+03 -84.61
61	5.5441E+02 2.8895E+04 2.1272E+03 2.7065E+04 3.8372E+02 85.41
62	-1.0823E+03 1.5983E+04 -1.2738E+03 1.6078E+04 -1.1768E+03 -85.76
JOINT	M11 M22 M12 MMAX MMIN ANGLE
56	-5.1940E+01 -3.4626E+02 -1.0280E+02 -1.9592E+01 -3.7861E+02 -17.47
57	-1.1932E+02 -7.9549E+02 -8.8414E+01 -1.0795E+02 -8.0686E+02 -7.33
61	3.7347E+00 -3.5295E+02 -2.3304E+02 1.2287E+02 -4.6708E+02 -26.09
62	3.7597E+00 -2.8231E+02 -2.1066E+02 1.2201E+02 -4.0056E+02 -28.40

ELEMENT ID	46
LOAD COND	1
JOINT	F11 F22 F12 FMAX FMIN ANGLE
57	2.4778E+03 1.6517E+04 -1.3358E+03 1.6643E+04 2.3516E+03 -84.61
58	9.3130E+02 6.2069E+03 1.0474E+03 6.4091E+03 7.3105E+02 79.18
62	6.8275E+02 1.6248E+04 -1.2350E+03 1.6345E+04 5.8538E+02 -85.49
63	-8.6345E+02 5.9397E+03 1.1481E+03 6.1282E+03 -1.0520E+03 80.68
JOINT	M11 M22 M12 MMAX MMIN ANGLE
57	-1.1932E+02 -7.9549E+02 -8.8414E+01 -1.0795E+02 -8.0686E+02 -7.33
58	-1.7006E+02 -1.1338E+03 -8.2267E+01 -1.6309E+02 -1.1407E+03 -4.84
62	6.1257E+00 -2.8195E+02 -2.2394E+02 1.2835E+02 -4.0417E+02 -28.63
63	-8.3790E+01 -3.4292E+02 -2.1779E+02 6.3048E+01 -4.5975E+02 -28.21

ELEMENT ID	47
LOAD COND	1
JOINT	F11 F22 F12 FMAX FMIN ANGLE
58	9.3135E+02 6.2089E+03 1.0474E+03 6.4091E+03 7.3110E+02 79.18
59	-5.7840E+02 -3.8562E+03 -1.3254E+03 -1.0953E+02 -4.3250E+03 -19.48
63	1.1005E+01 6.2342E+01 0.8216E+02 6.3816E+03 9.5316E+02 80.52
64	-4.0918E+02 -3.8307E+03 -1.4905E+03 1.4907E+02 -4.3889E+03 -20.53







REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 2 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

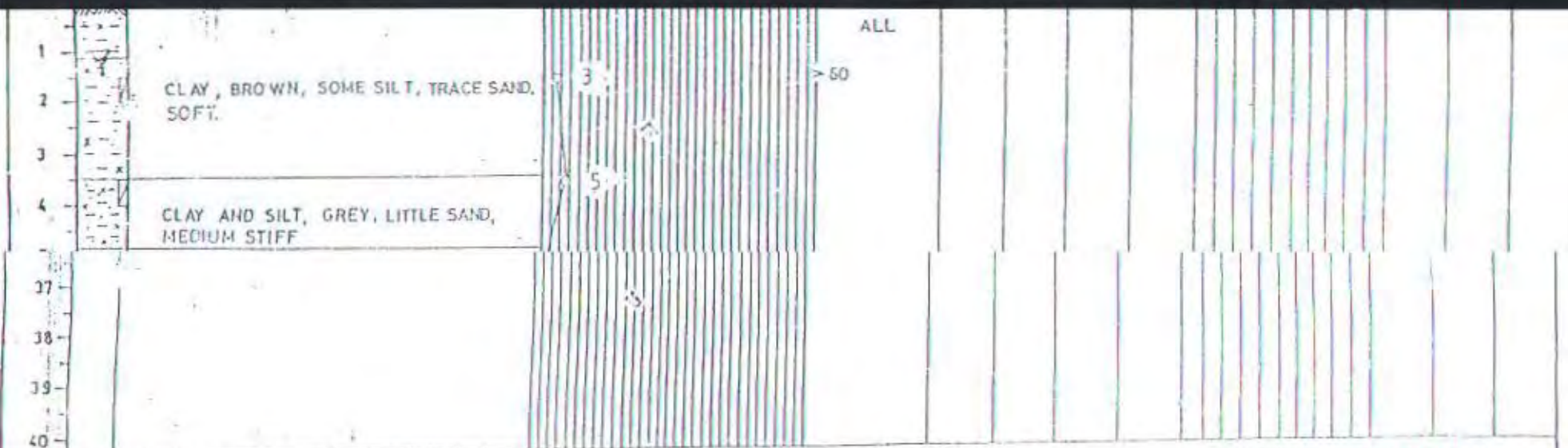
JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	19.8078	2.6504	527.1864	28.6645	65.1214	.0524
2	24.6671	1.8410	828.5717	29.4102	70.3879	.0524
3	24.2017	-5.3083	832.9743	28.2512	69.8835	.0524
4	5.7568	1.8332	799.4683	31.8224	40.6680	.0320
5	3.8211	1.9405	800.9552	33.7700	40.7735	.0320
6	5.7775	2.0644	797.0944	35.7307	40.7023	.0320
7	2.9962	4.2362	535.4679	34.4175	36.1821	.0320
11	19.3584	8.5164	552.1312	25.7339	65.3562	.0524
12	24.0160	5.8204	874.7051	27.4903	70.4045	.0524
13	24.1503	6.4813	846.2924	18.1705	70.5526	.0524
14	7.3832	10.1683	785.5903	21.0032	44.2532	.0320
15	4.2517	8.3990	812.1497	23.4601	39.1516	.0320
16	7.3452	7.0959	848.0080	29.2572	44.1915	.0320
17	1.9735	8.0699	564.7344	28.1926	35.4676	.0320
21	24.4923	6.4710	592.8979	22.5790	60.8000	.0524
22	14.5722	8.4970	891.2493	21.9520	60.8928	.0524
23	14.0765	11.1195	861.3494	19.6960	60.3555	.0524
24	13.7433	3.6890	845.0051	24.1676	59.9940	.0524
25	14.1676	.7761	875.0764	27.8737	60.4541	.0524
26	13.9758	2.6965	898.8942	25.3155	60.2466	.0524
27	10.1359	4.7478	601.8742	23.7834	56.0830	.0524
31	14.9746	10.2384	578.0130	17.6083	62.0616	.0524
32	14.2720	8.7965	803.7684	19.2282	61.3058	.0524
33	14.2055	11.0845	842.9673	16.6089	61.2339	.0524
34	14.1876	13.4839	872.1393	14.1385	61.2145	.0524
35	14.1808	13.5055	875.0543	14.1390	61.2072	.0524
36	14.1014	13.4796	871.0213	14.3731	61.1211	.0524
37	9.6841	10.0262	582.3631	18.0991	56.3320	.0524
101	16.2554	4.4156	.0000	.0000	.0000	.0524
102	54.1109	1.9077	.0000	.0000	.0000	.0687
103	46.7070	5.5730	.0000	.0000	.0000	.1713
108	51.4349	.1586	-22.6131	.0000	.0000	.6351
111	10.0389	7.7175	.0000	.0000	.0000	.0524
112	59.2083	5.3124	.0000	.0000	.0000	.0793
113	50.2372	21.0039	.0000	.0000	.0000	.1713
114	.0000	.0000	-7.6693	.0000	.0000	.0000
115	.0000	.0000	-11.7517	.0000	.0000	.0000
116	.0000	.0000	-7.6693	.0000	.0000	.0000
117	.0000	.0000	-4.0824	.0000	.0000	.0000
121	10.7702	-4.3495	.0000	.0000	.0000	.0684
122	-8.6889	-6.2601	.0000	.0000	.0000	.0684
123	1.7301	-9.0505	.0000	.0000	.0000	.0684
124	3.5302	-6.2924	.0000	.0000	.0000	.0684
125	.6334	-5.1900	.0000	.0000	.0000	.0684
126	.8154	-6.8372	.0000	.0000	.0000	.0684
127	-2.8089	-3.7012	.0000	.0000	.0000	.0684
131	7.4088	5.2221	.0000	.0000	.0000	.0684
132	1.1346	2.8406	.0000	.0000	.0000	.0684
133	1.2866	6.1054	.0000	.0000	.0000	.0684
134	1.1588	9.3720	.0000	.0000	.0000	.0684
135	1.1056	9.6677	.0000	.0000	.0000	.0684

LABORATORIUM KONSTRUKSI BETON DAN BAHAN BANGUNAN ITS SURABAYA PAGE 198
PROGRAM:SAP90/FILE:park110b.SOL

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 2 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
136	.8429	10.0060	.0000	.0000	.0000	.0684
137	.0777	6.2033	.0000	.0000	.0000	.0684
141	.0000	.0000	-7.6693	.0000	.0000	.0000
142	.0000	.0000	-15.3386	.0000	.0000	.0000
143	.0000	.0000	-7.6693	.0000	.0000	.0000
171	.0000	.0000	-7.6693	.0000	.0000	.0000
172	.0000	.0000	-7.6693	.0000	.0000	.0000
173	.0000	.0000	-11.7517	.0000	.0000	.0000
174	.0000	.0000	-15.3386	.0000	.0000	.0000
175	.0000	.0000	-15.3386	.0000	.0000	.0000
176	.0000	.0000	-15.3386	.0000	.0000	.0000



ALL

> 50

NOTE :

0 TO 10 % • Trace
10 TO 20 % • Little
20 TO 35 % • Some
35 TO 50 % • And

□ • Thin walled

□ • SPT

C • Cohesion kg/cm²

φ • Angle of internal friction •

UU • Unconsolidated undrained

CU • Consolidated undrained

CD • Consolidated drained

SPT • Standard penetration test (blows / 30 cm)

qu • Unconfined compressive strength kg/cm²

w • W_n • Moisture content %

Pl • W_p • Plastic limit %

Ll • W_l • Liquid limit %

γ • Bulk density g/cc

G_s • Specific gravity

e • Void ratio

TABEL PENULANGAN PELAT LANTAI 1s/d LANTAI 9

f_c' 24,61 MPa
 f_y 320 MPa
 d' 20 mm
 ρ_{max} 0,02718
 ρ_{min} 0,00196
 q_u 1163,2 Kg/m²

b 1000 mm
 t 140 mm
 d_x 95 mm
 d_y 85 mm
 m 15,2975

TYPE	Lx (m)	Ly/Lx	Duerah	C	Mu (N.mm)	Mu (N.mm)	Rn	ρ perlu	ρ pakai	As (mm ²)	Tulangan	As ada (mm ²)
A	4	2	Arah X	62	11538944	14423680	1,598	0,005201	0,005201	494,121	D10-150	523,6
	4	2	Arah Y	35	6513920	8142400	1,127	0,003622	0,003622	307,883	D10-200	392,7
B	4	2	Arah X	85	15819520	19774400	2,191	0,007249	0,007249	688,657	D10-75	1047,2
	4	2	Arah Y	50	9305600	11632000	1,610	0,005241	0,005241	445,507	D10-150	523,6
C	4	2	Arah X	62	11538944	14423680	1,598	0,005201	0,005201	494,121	D10-150	523,6
	4	2	Arah Y	34	6327808	7909760	0,876	0,002799	0,002799	237,894	D10-200	392,7
D	4	2	Arah X	88	16377856	20472320	2,834	0,009553	0,009553	907,516	D10-75	1047,2
	4	2	Arah Y	49	9119488	11399360	1,578	0,005132	0,005132	436,217	D10-150	523,6
E	3	1,3	Arah X	67	7014096	8767620	0,971	0,003110	0,003110	295,436	D10-200	392,7
	3	1,3	Arah Y	51	5339088	6673860	0,739	0,002353	0,002353	200,026	D10-200	392,7
F	5	1,6	Arah X	62	18029600	22537000	3,119	0,010609	0,010609	1007,822	D12-100	1131
	5	1,6	Arah Y	75	21810000	27262500	3,773	0,013105	0,013105	1113,961	D12-75	1508

TABEL PENULANGAN PELAT LANTAI 10

f_c'	24,61	MPa	b	1000	mm
f_y	320	MPa	i	140	mm
d'	20	mm	d_x	95	mm
ρ_{min}	0,02718		d_y	85	mm
ρ_{max}	0,00196		m	15,2975	
q_u	1259,2	Kg/m ²			

TYPE	Lx (m)	Ly/Lx	Daerah	C	Mu (N.mm)	Mn (N.mm)	Rn	ρ perlu	ρ pakai	As (mm ²)	Tulangan	As ada (mm ²)
A	4	2	Arah X	62	12491264	15614080	1,730	0,005651	0,005651	536,823	D10-125	628,300
	4	2	Arah Y	35	7051520	8814400	1,220	0,003931	0,003931	334,103	D10-150	523,600
B	4	2	Arah X	85	17125120	21406400	2,372	0,007888	0,007888	749,371	D10-75	1047,200
	4	2	Arah Y	50	10073600	12592000	1,743	0,005694	0,005694	484,023	D10-150	523,600
C	4	2	Arah X	62	12491264	15614080	1,730	0,005651	0,005651	536,823	D10-125	628,300
	4	2	Arah Y	34	6850048	8562560	0,949	0,003035	0,003035	258,004	D10-250	314,200
D	4	2	Arah X	88	17729536	22161920	3,067	0,010415	0,010415	989,457	D10-75	1047,200
	4	2	Arah Y	49	9872128	12340160	1,70798	0,005575	0,005575	473,891	D10-150	523,600

TABEL PENULANGAN PELAT ATAP

f_c'	24,01	MPa	b	1000	mm
f_y	320	MPa	t	140	mm
d'	20	mm	d _x	95	mm
ρ_{max}	0,02718		d _y	85	mm
ρ_{min}	0,00196		as	15,2975	mm
q ₀	716,8	Kg/m ²			

TYPE	Lx (m)	Lx/Lx	Desrah	C	Mu (N.mm)	Mn (N.mm)	Rn	ρ_{perlu}	ρ_{pakai}	As	Tulangan	As ada (mm ²)
A	4	2	Aras X	62	7110656	8888320	0,985	0,00315	0,0031537	299,6061164	D10-200	392,7
	4	2	Aras Y	35	4014080	5017600	0,694	0,00221	0,0022075	187,6388199	D10-250	314,2
B	4	2	Aras X	85	9748480	12185600	1,350	0,00437	0,0043651	414,6876164	D10-125	628,3
	4	2	Aras Y	50	5734400	7168000	0,992	0,00318	0,0031776	270,094	D10-250	314,2
C	4	2	Aras X	62	7110656	8888320	0,985	0,00315	0,0031537	299,6061164	D10-200	392,7
	4	2	Aras Y	34	3899392	4874240	0,540	0,00171	0,0020	166,600	D10-250	314,2
D	4	2	Aras X	88	10092544	12615680	1,746	0,00571	0,0057056	542,0325641	D10-125	628,3
	4	2	Aras Y	49	5619712	7024640	0,972	0,00311	0,0031124	264,5569274	D10-250	314,2

TABEL PENULANGAN LENTUR BALOK ANAK

f_c'	24,61	Mpa	decking	40	mm
f_y	320	MPa	D	25	mm
d'	62,5	mm	D begel	10	mm
ρ mm	0,004375		δ	0,5	

Lantai	Balok	Penulangan	Mu (Nmm)	Balok				ρ	ρ'	P	As perlu (mm ²)	As' perlu (mm ²)	Jumlah Tulangan		As ada (mm ²)	
				bw	bc	h	d						Tarik	Tekan	Tarik	Tekan
1-9(A& 0,2',4')	(A-G)	Tumpuan	164504813	300	300	500	437,5	0,005858	0,006528	0,012386	1625,64	856,80	5	3	2453,13	1471,88
		Lapangan	117503438	300	2000	500	437,5	0,001210	0,000605	0,001210	574,22	287,11	3	2	1471,88	981,25
1-9(A& 1',2')	(A-G)	Tumpuan	264211875	300	300	500	437,5	0,009708	0,010485	0,020192	2650,23	1376,10	7	4	3434,38	1962,50
		Lapangan	188722768	300	2000	500	437,5	0,001955	0,000977	0,001955	574,22	287,11	3	2	1471,88	981,25
10(A& 0,2',4')	(A-G)	Tumpuan	164504813	300	300	500	437,5	0,005858	0,006528	0,012386	1625,64	856,80	5	3	2453,13	1471,88
		Lapangan	146271295	300	2000	500	437,5	0,001510	0,000755	0,001510	574,22	287,11	3	2	1471,88	981,25
10(A& 1',3')	(A-G)	Tumpuan	284066250	300	300	500	437,5	0,010504	0,011270	0,021774	2857,85	1479,20	7	5	3434,38	2453,13
		Lapangan	202861607	300	2000	500	437,5	0,002104	0,001052	0,002104	574,22	287,11	3	2	1471,88	981,25
ATAP(A& 0,2',4')	(A-G)	Tumpuan	98219813	300	300	500	437,5	0,003431	0,003898	0,007328	963,86	511,56	3	3	1471,88	1471,88
		Lapangan	70157009	300	2000	500	437,5	0,000720	0,000560	0,000720	574,22	287,11	3	2	1471,88	981,25
ATAP(A& 1',3')	(A-G)	Tumpuan	172139625	300	300	500	437,5	0,006144	0,006831	0,012975	1702,93	896,56	5	3	2453,13	1471,88
		Lapangan	122956875	300	2000	500	437,5	0,001267	0,000633	0,001267	574,22	287,11	3	2	1471,88	981,25
RAMP		Tumpuan	186825938	300	300	500	437,5	0,006698	0,007414	0,014111	1852,13	973,05	5	3	2453,13	1471,88
		Lapangan	133417098	300	2000	500	437,5	0,001376	0,000688	0,001376	574,22	287,11	3	2	1471,88	981,25

TABEL PENULANGAN GESER BALOK ANAK

f_c	24,61 Mpa	f_y	25	mm
f_y	320 Mpa	f_y	40	mm
f_w	300 mm	d'	62,5	mm
h	500 mm	d	437,5	mm

Lantai	Balok	V_u N	V_{us} N	T_u N mm	T_u Min N mm	Torsi N mm	ϕV_e N	ϕV_s N	S Perlu mm	S Pakan mm	Al Min
1-9(As 0,2'4)	(A-B) ₁ (F-G) (B-F)	126120	107396,125	24881575	9147404,451	15734170,55	65111,113	42485,012	218,750	200	2 ϕ - 12
1-9(As 1'3')	(A-B) ₂ (F-G) (B-F)	109670	93562,21875	24881575	9147404,451	15734170,55	65111,113	28451,106	218,750	200	2 ϕ - 12
10(As 0,2'4)	(A-B) ₁ (F-G) (B-F)	202562	172810,7063	0	9147404,451	abaikan	65111,113	107699,593	122,452	100	2 ϕ - 12
10(As 0,2'4)	(A-B) ₂ (F-G) (B-F)	176141	150270,2906	0	9147404,451	abaikan	65111,113	85159,178	154,863	100	2 ϕ - 12
10(As 1'3')	(A-B) ₁ (F-G) (B-F)	156998	133938,9188	26935075	9147404,451	17787670,55	65111,113	68827,806	191,609	150	2 ϕ - 12
10(As 1'3')	(A-B) ₂ (F-G) (B-F)	136520	116468,625	26935075	9147404,451	17787670,55	65111,113	51357,512	218,750	150	2 ϕ - 12
ATAP(As 0,2'4)	(A-B) ₁ (F-G) (B-F)	217738	185757,7313	0	9147404,451	abaikan	65111,113	120646,618	109,311	100	2 ϕ - 12
ATAP(As 0,2'4)	(A-B) ₂ (F-G) (B-F)	189338	161528,9813	0	9147404,451	abaikan	65111,113	96417,868	136,780	100	2 ϕ - 12
ATAP(As 1'3')	(A-B) ₁ (F-G) (B-F)	75302	64242,01875	15332800	9147404,451	6183395,549	65111,113	-869,094	202,546	200	2 ϕ - 12
ATAP(As 1'3')	(A-B) ₂ (F-G) (B-F)	65480	55862,625	15332800	9147404,451	6183395,549	65111,113	-9248,488	202,546	200	2 ϕ - 12
ATAP(As 1'3')	(A-B) ₁ (F-G) (B-F)	131974	112590,3188	0	9147404,451	abaikan	65111,113	47479,206	218,750	200	2 ϕ - 12
ATAP(As 1'3')	(A-B) ₂ (F-G) (B-F)	114760	97904,625	0	9147404,451	abaikan	65111,113	32793,512	218,750	200	2 ϕ - 12
RAMP		126211	107673,7594	26935075	9147404,451	17787670,55	65111,113	42562,646	218,750	200	2 ϕ - 12

TABEL PENULANGAN LENTUR BALOK INDIK LANTAI 1 s.d 9

f_c' 24,61 MPa
 f_y 320 MPa
 $\bar{\alpha}$ 68 mm
 ρ_{min} 0,004375

decking 40 mm
 D 32 mm
 D (bagel) 12 mm
 δ 0,5

As	Balok	Penulangan	Mu (kN.m)	Balok				ρ	As perlu (mm ²)	Jumlah Tulangan		As ada (mm ²)	
				b _w	b _e	h	d			Tarik	Tekan	Tarik	Tekan
4	(A-G)	Tumpuan	355700000	400	400	600	532	0,0064354	1497,26	5	3	4021,00	2412,60
		Lapangan	1272000000	400	2000	600	532	0,0008838	465,50	3	2	2412,60	1608,40
3	(A-C, D-E, F)	Tumpuan	5127000000	400	400	600	532	0,0095416	2158,12	7	4	5629,40	3216,80
		Lapangan	2257000000	400	2000	600	532	0,0015765	465,50	3	2	2412,60	1608,40
3	(C-D)	Tumpuan	3406000000	400	400	600	532	0,0061670	1433,69	5	3	4021,00	2412,60
		Lapangan	1248000000	400	2000	600	532	0,0008670	465,50	3	2	2412,60	1608,40
A, G	(3-4)	Tumpuan	3424000000	500	500	700	632	0,0034390	1185,73	4	3	3216,80	2412,60
		Lapangan	2445000000	500	2000	700	632	0,0012067	691,25	3	2	2412,60	1608,40
B, C, D, E, F	(3-4)	Tumpuan	5820000000	500	500	700	632	0,0059638	3900,03	6	4	4825,20	3216,80
		Lapangan	4479000000	500	2000	700	632	0,0022281	691,25	3	2	2412,60	1608,40
A, G	(4-4')	Tumpuan	6758000000	500	500	700	632	0,0069820	2340,29	7	4	5629,40	3216,80
B, C, D, E, F	(4-4')	Tumpuan	12134000000	500	500	700	632	0,0131993	4201,39	12	7	9650,40	5629,40
		Lapangan	4436000000	500	500	700	632	0,0044927	1536,18	5	3	4021,00	2412,60
C, D, E	(2'-3)	Tumpuan	9912000000	500	500	700	632	0,0105440	6764,42	10	6	8042,00	4825,20

TABEL PENULANGAN LENTUR BALOK INDIK LANTAI 10

f_c'	24.6.1	Mpa	decking	40	mm
f_y	320	MPa	ρ	52	mm
d	68	mm	D beged	12	mm
ρ_{min}	0.004375		δ	0.5	

As	Balok	Pernulangan	Mu (Nmm)	Balok				ρS	ρ'	ρ	As perlu (mm ²)	Jumlah tulangan		As ada (mm ²)	
				bw	bc	h	d					Turk	Tekan	Turk	Tekan
1,2,3,4	(A-C)	Tumpuan	331200000	400	400	600	532	0.0059882	0.0065513	0.0125396	2668.42	5	3	4021.00	2412.60
		Lapsangan	136800000	400	2000	600	532	0.0009510	0.0004755	0.0009510	931.00	3	2	2412.60	1608.40
A,G	(1-4)	Tumpuan	422700000	500	500	700	632	0.0042736	0.0046323	0.0089059	2814.25	5	3	4021.00	2412.60
		Lapsangan	276200000	500	2000	700	632	0.0013648	0.0006824	0.0013648	1382.50	3	2	2412.60	1608.40
B,C,D,E,F	(1-4)	Tumpuan	660600000	500	500	700	632	0.0068158	0.0072394	0.0140552	4441.44	7	4	5629.40	3216.80
		Lapsangan	478300000	500	2000	700	632	0.0023822	0.0011911	0.0023822	1382.50	3	2	2412.60	1608.40
A,G	(0-1),(4-4')	Tumpuan	843800000	500	500	700	632	0.0088514	0.0092471	0.0180984	5719.10	9	5	7237.80	4021.00
B,C,D,E,F	(0-1),(4-4')	Tumpuan	1463000000	500	500	700	632	0.0163532	0.0160328	0.0323859	10233.96	14	8	11258.80	6433.60

TABEL PENULANGAN LENTUR BALOK INDUK LANTAI II

f_c'	24,51	Mpa	decking	40	mm
f_y	330	MPa	D	32	mm
d'	68	mm	D begit	12	mm
ρ_{min}	0,004375		δ	0,5	

As	Balok	Penulangan	Mu (Nmm)	Balok				ρ	As perlu (mm ²)	Jumlah Tulangan		As ada (mm ²)	
				b _w	b _e	h _i	d			Tarik	Tekan	Tarik	Tekan
1,2,3,4	(A-G)	Tumpuan	238600000	400	400	600	532	0,00425487	0,00471966	0,00807453	3	3216,80	2412,60
		Lapangan	93000000	400	2000	600	532	0,00064497	0,00032248	0,00064497	3	2412,60	1608,40
A,G	(1-4)	Tumpuan	243100000	500	500	700	632	0,00242233	0,00266409	0,00508642	3	2412,60	2412,60
		Lapangan	169100000	500	2000	700	632	0,00083217	0,00041609	0,00083217	3	2412,60	1608,40
B,C,D,E,F	(1-4)	Tumpuan	450500000	500	500	700	632	0,00456516	0,00493695	0,00950211	3	4021,00	2412,60
		Lapangan	312400000	500	2000	700	632	0,00154587	0,00077293	0,00154587	3	2412,60	1608,40
A,G	(0-1),(4-4')	Tumpuan	437500000	500	500	700	632	0,00442864	0,00479448	0,00922312	3	4021,00	2412,60
B,C,D,E,F	(0-1),(4-4')	Tumpuan	794400000	500	500	700	632	0,00829533	0,00870569	0,01700102	3	6433,60	4021,00

TABEL PERHITUNGAN MOMEN KAPASITAS BALOK INDEK LANTAI 1 s/d 9

No	Balok	b	h	d	Desain	As' ada Lantai	As' ada Lantai	A	B	C	N	E	d ² X	C _u	C _s	M _u	M _{uap}	M _u	M _{uap}	M _u	M _{uap}	M _u	M _{uap}																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
																								0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}	0,85% f _{yk}

TABEL PERHITUNGAN MOMEN KAPASITAS BALOK INDUK LANTAI 10

$$M_{in} = \frac{1}{8} w_u (l-d)^2 - C_u \cdot \frac{1}{8} (d-u)^2$$

$$M_{kap} = 1.25 \cdot w_u \cdot d \cdot u$$

h/ 24,61
 b/ 320
 D/ 32
 d/ 64

M_{top}
 M_{bot}
 mm
 mm

As	Balok	b	h	d	Tersedia	As ada Tersedia	As ada Tersedia	B	C	X	ρ _r	a	C _u	C _u	M _{in}	M _{kap}	M _{in}	M _{kap}
1,2,3,4	(A-G)	400	600	532	Tumpang -	4021,20	2412,70	110365,9151	-984383,600000	110,1427	229,5715	93,0213	263366,9120	303417,0877	633666809	767083511,9	613,667	762,084
		400	600	532	Lapangan	2412,70	1608,40	159330,6846	-65622720,0000	85,5053	122,8368	72,6795	608138,6866	163925,3135	37491510	471864387,7	377,492	471,864
A,G	(1-4)	500	700	632	Tumpang -	4021,20	2412,70	110365,9151	-984383,600000	99,2016	188,2163	84,3214	881938,2019	404845,7981	748514859	9336668574,4	748,535	933,669
		500	700	632	Lapangan	2412,70	1608,40	159330,6846	-65622720,0000	77,4199	75,0034	65,0069	688290,6012	83773,4958	459000729	574500910,8	459,601	574,501
B,C,D,E,I	(1-4)	500	700	632	Tumpang -	5629,7	3217	61401,1855	-131253560,0000	118,1013	254,5339	100,3061	104996,3744	751340,6256	1034744898	1294431123	1034,715	1293,431
		500	700	632	Lapangan	2412,7	1608,4	159330,6846	-65622720,0000	77,4199	75,0034	65,0069	688290,6012	83773,4958	459000729	574500910,8	459,601	574,501
A,G	(0-1)(4-5)	500	700	632	Tumpang -	7238,2	4021,2	12378,8378	-664064960,0000	135,1520	298,1177	114,8792	1201530,4742	8114673,3258	13306219178	1648298923	1319,000	1648,799
B,C,D,E,F	(0-1)(4-5)	500	700	632	Tumpang -	11758,8	6414	822994,3110	-562307780,0000	165,0566	352,8129	140,2881	1462417,9809	7115403,0931	2028834600	2536041590	1618,835	2536,043

TABEL 1. PERHITUNGAN MOMEN KAPASITAS BALOK INDUK LANTAI II

[illegible]

TABEL GAYA AKSIAL DAN MOMEN RENCIANA KOLOM LANTAI 6 s.d 10

[illegible]

TABEL PERHITUNGAN TULANGAN KOLOM JANTAI DASAR dan JANTAI 6

[illegible]

PABRI, PERHUTUNGAN TILANGAN KUDOM LANTAU' and LANTAU' 10

[illegible]

Tabel 7.1 Perhitungan daya dukung tiang pancang (Luciano Decourt)

Kedalaman (m)	N	Np	Ns	K (ton/m ²)	(Np.K)Ap (ton)	(Ns/3+1) .As (ton)	P admiss (ton)
1,75	3	2	1,714	12	4,710	4,318	3,794
3,75	5	3,000	2,133	20	11,775	10,074	9,246
5,75	1	2,333	1,565	12	5,495	13,738	7,327
7,75	1	1	1,290	12	2,355	17,401	6,978
9,75	1	1,333	1,128	12	3,140	21,064	8,591
11,75	2	1,333	1,106	12	3,140	25,251	9,987
13,75	1	7,333	1,018	12	17,270	28,914	18,273
15,75	19	8,000	2,095	40	62,800	41,998	45,399
17,75	4	12,333	2,085	12	29,045	47,231	30,266
19,75	14	16,667	2,582	40	130,833	57,698	84,649
21,75	32	25	3,816	40	196,250	77,584	123,986
23,75	29	33,000	4,716	40	259,050	95,901	161,492
25,75	38	33	5,825	40	259,050	118,928	169,168
27,75	32	38,667	6,559	40	303,533	138,814	198,038
29,75	46	39,000	7,664	40	306,150	166,028	208,418

DAFTAR PUSTAKA

1. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Gedung SKSNI T-15-1991-03
2. Peraturan Pembebanan Indonesia 1983.
3. Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung 1983.
4. Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971.
5. Chu Kia Wang, Charles G Salmon, Reinforced Concrete Design,
Fourth Edition, Harper & Row, Publishers, New york 1985.
6. Buku Pedoman Untuk Struktur Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok
Bertulang Untuk Gedung 1983.
7. Bowles J.E , Foundation for Reinforced Concrete with Design Application,
Illinois, 1980.